



TITLE:

RC造連層耐震壁構造における壁、
基礎梁及び杭の相互抵抗機構に関
する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

坂下, 雅信

CITATION:

坂下, 雅信. RC造連層耐震壁構造における壁、基礎梁及び杭の相互抵抗機構に関する研究. 京都大学, 2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13810>

RIGHT:

RC 造連層耐震壁構造における
壁、基礎梁及び杭の
相互抵抗機構に関する研究

坂下 雅信

論文要旨

本研究では、RC 造中高層集合住宅の張間方向構造要素である連層耐震壁と杭基礎の地震時水平力抵抗機構を解明する事を目的としている。骨組解析で用いられる線材置換法等の耐震壁の置換モデルでは、耐震壁下基礎梁は剛として扱われるのが一般的である。しかしながら、耐震壁の破壊形式を耐震壁脚部の曲げ降伏に設定した場合、耐震壁脚部と基礎梁の間には離間が起こる。離間が進展すると、耐震壁による拘束が期待できなくなる為、基礎梁には変形が生じ、連層耐震壁と杭は互いの挙動に影響を及ぼし合う事になる。このような両者の相互連成挙動の再現には、基礎梁を含めて架構全体を適切にモデル化する必要があり、その為には、各部材が地震時水平力に対してどのように抵抗するのか把握しておかねばならない。本研究では、連層耐震壁と杭基礎によって形成される地震時水平力抵抗機構を「相互抵抗機構」と定義し、これを解明する。

研究手法としては、まず、耐震壁と杭基礎の部分架構を取り出したモデル試験体を 4 体製作し、相互抵抗機構の実態を把握する事を目的とした静的載荷実験を実施した。また、実験試験体を対象としたマクロモデルによる数値解析を行い、載荷実験において確認された相互抵抗機構の再現を試みた。実験結果及び解析結果より、相互抵抗機構を簡単なモデルによって説明できる事を示した。

また、実験試験体において確認された相互抵抗機構が実構造物に与える影響を解明する為、連層耐震壁－杭基礎－地盤の連性系の数値解析を行った。最終的に、既往の耐震壁の置換モデルの代わりに導入し、本研究で明らかになった相互抵抗機構の再現が可能な簡易的なマクロモデルを提案した。

本論文は 9 章から構成されている。

1 章は序論であり、本研究の背景と目的を示した。

2 章では本研究に関連する既往の研究をまとめた。耐震壁下基礎梁の設計法に関する問題点として、耐震壁終局時における荷重状況しか考慮していない点、また、耐震壁から伝達される鉛直方向力によって生じるモーメントを考慮しておらず、基礎梁変形量の予測が困難である点を挙げた。また、連層耐震壁－杭基礎－地盤の連成系の数値解析では、耐震壁下基礎梁を剛として扱う事によって、連層耐震壁と杭基礎の挙動が独立したものとなる事が既往の研究において明らかになっているが、基礎梁の変形を許容した場合には、両者の相互連成挙動が起こる為、独立して取り扱う方法が妥当でなくなる可能性がある事を示した。また、相互連成挙動を再現する為の解析モデルとして、望月らによる耐震壁モデルと二羽らによる柱、梁部材の格子モデルの有用性を確認した。

3 章では、連層耐震壁、基礎梁及び杭の相互抵抗機構を再現する事を目的として製作した計 4

体のモデル試験体の想定建物の概要を示し、試験体の断面形状や配筋、載荷条件を定めた。試験体は、縮尺 15%の小型試験体（MNW, PCW）が 2 体、25%の大型試験体（MNWL, PCWL）が 2 体となっている。MNW 試験体及び MNWL 試験体は耐震壁を一体打ちとし、PCW 試験体と PCWL 試験体には PCa 部材を模擬したモルタル目地を設置した。本実験試験体の特徴は、耐震壁下に杭基礎の一部をモデル化した事であり、実構造物における相互抵抗機構をより現状に近い形で再現する事ができる。なお、小型試験体と大型試験体の大きな違いは、基礎梁の曲げに対する余裕度である。各試験体は、耐震壁脚部における離間挙動を再現する為に、耐震壁脚部の曲げ降伏が、耐震壁のせん断破壊に先行するような設計を行っている。また、耐震壁脚部離間後は、圧縮柱脚部における負担が増大する為、耐震壁側柱には、十分な変形性能と強度を与えた。ゆえに、本実験では、1F 耐震壁変形角にして 1.0%を越える変形が保証される十分な曲げ変形性能を持った曲げ降伏型の耐震壁が研究対象となっている。

4 章では、3 章で設計を行った 4 体のモデル試験体を用いた静的載荷実験に関する考察を行った。載荷実験の結果から、基礎梁上端筋の曲げ余裕度に応じて、架構全体の抵抗機構や破壊性状が変化する事が分かった。また、耐震壁の荷重変形関係に関しては、曲げ挙動とせん断挙動による既往の算定法と比較すると、水平耐力の低下、せん断変形成分の増大が見られた。したがって、曲げやせん断とは異なる抵抗機構が形成されるものと考えられる。

基礎梁の損傷を示す指標となる主筋のひずみ分布に関しては、平面保持仮定に従った断面解析の結果と実験結果を比較した。断面解析に用いた検討用外力は杭頭モーメントによる曲げ戻し応力である。載荷実験では、スパン全体に渡って上端筋に引張ひずみが分布し、杭頭モーメントによる曲げ戻し応力から予想されるひずみ分布とは異なった分布が得られた。また、載荷実験では、耐震壁の曲げ変形に対応する形で、上端筋の引張ひずみ量が増大したが、この傾向は曲げ戻し応力のみを検討用外力とした断面解析では再現する事ができなかった。基礎梁下端筋に関しては、引張杭近傍において引張応力が集中する挙動が確認されたが、上端筋と同様に、平面保持を仮定した断面解析では、この応力集中を再現する事はできなかった。

基礎梁主筋ひずみ分布の解析精度を高める為に、耐震壁から伝達される鉛直方向力及び水平方向力によって生じるモーメント M_v と M_l 、引張軸力 N を考慮して、再度、基礎梁の断面解析を行った。なお、 M_v 、 M_l 及び N は、耐震壁脚部の離間状況に応じて、そのモーメント分布を推移させた。その結果、基礎梁主筋のひずみ分布の解析精度は上昇したが、スパン長さに比べ、せいが大きい基礎梁の応力状態を、平面保持を仮定した断面解析で再現する事には限界があり、また、「耐震壁から基礎梁に作用するモーメントや軸力の分布」と「耐震壁の変形状況（耐震壁脚部の離間状況）」を関連付ける事が難しく、耐震壁と杭基礎を一体で扱う手法が必要である事が明らかになった。

5 章では、4 章における載荷実験の結果を受け、耐震壁、基礎梁及び杭の相互抵抗機構を再現する事を目的としてマクロモデルによる数値解析を行った。なお、マクロモデルの構築前に、鉄

筋コンクリート構造物の2次元非線形解析プログラム WCOMD を用いた FEM による予備解析を行っている。FEM 解析で得られた基礎梁の主応力方向を、ストラットの傾斜角として用いた本提案モデルは、載荷実験において確認された耐震壁や杭基礎の抵抗機構や破壊性状、基礎梁主筋やせん断補強筋のひずみ分布を精度良く予測した。なお、床スラブの有効幅に関しては、本実験試験体に関しては、杭幅の2倍程度とすると載荷実験との対応が良好であった。

6 章では、耐震壁と杭基礎の相互抵抗機構として、曲げ機構とは別に、基礎梁下端圧縮域を中心として耐震壁が剛体回転する剛体回転機構を提案した。剛体回転機構は、耐震壁内に発生した曲げせん断ひび割れが基礎梁下端域まで進展する事により形成される。

耐震壁と基礎梁の幾何学的な関係と釣合式から、剛体回転機構による水平荷重-1F 耐震壁曲げ変形角関係が算定される。これを曲げ機構による水平荷重-1F 耐震壁曲げ変形角関係と比較し、より負担水平荷重が小さい抵抗機構を選択する事で、実験試験体の水平荷重-1F 耐震壁曲げ変形関係が再現できる事を確認した。

7 章では、5 章で提案した試験体モデルに杭と地盤を付加して荷重増分解析を行い、実験試験体において確認された相互抵抗機構が実構造物の挙動に与える影響を明らかにする考察を行った。検討したモデルは、基礎梁を剛とした基礎梁剛モデル、杭の曲げ戻しモーメントに対して基礎梁の設計を行った曲げ検討モデル、軸方向力に対してのみ検討を行った軸力検討モデルの3種類である。耐震壁及び杭に関しては、各モデル共通としている。解析結果から、曲げ検討モデル、軸力検討モデルは、剛体回転機構が形成され、基礎梁剛モデルと比較し、耐震壁の水平耐力の低下し、ロッキングによる変形成分が減少する事が分かった。また、杭の曲げモーメント分布から、基礎梁の変形を考慮する事により、圧縮杭及び引張杭共に、杭頭固定度が低下し、杭頭に入力されるモーメントが低減され、逆に、地中部における負担モーメントが増大した。ゆえに、基礎梁を剛梁とした場合、構造物全体として、設計時に期待した性能が得られない場合や、予想外の損傷が杭に生じる可能性がある事が分かった。

8 章では、既往の耐震壁置換モデルの代わりに骨組解析に導入し、載荷実験や数値解析で確認された相互抵抗機構を再現する事ができる簡易マクロモデルを提案し、その性能に関して、5 章のマクロモデルと比較検討を行った。その結果、簡易マクロモデルでは、構成要素の数が少ない為、耐震壁の曲げ降伏強度を過小評価する傾向がある事や、基礎梁材端における基礎梁主筋やせん断補強筋のひずみ量の予測精度が低下する事が分かったが、架構全体の挙動としては、概ねマクロモデルとほぼ同等の挙動を示す事が確認され、その有用性を示す事ができた。

9 章では、結論であり、論文全体をまとめ、今後の課題を示した。

本研究に関する既発表論文

第3章：実験概要 及び 第4章：実験考察

<査読有り>

- [1] 河野進、坂下雅信、ト部藍、田中仁史：PCa 耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構、コンクリート工学年次論文集 第二十九巻 pp.355-360、2007.6
- [2] 坂下雅信、ト部藍、河野進、渡辺史夫田中仁史：25%試験体を用いたRC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明、コンクリート工学年次論文集 第二十八巻 第二号、pp.439-444、2006.6
- [3] Masanobu Sakashita, Susumu Kono, Hitoshi Tanaka and Fumio Watanabe, “Lateral Force Resisting Mechanism of a Multi-story Shear Wall and Peripheral Members”, The Second fib Congress, Naples, Italy, ID 9-17, 2006.6
- [4] Susumu KONO, Masanobu SAKASHITA and Hitoshi TANAKA, “Seismic-force-resisting mechanisms of multi-story structural walls supported on piles”, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, Paper No.634, 2006.4
- [5] ト部藍、坂下雅信、河野進、田中仁史：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明、コンクリート工学年次論文集 第二十七巻 第二号、pp.493-498、2005.6
- [6] Masanobu Sakashita, Hakim Bechtoula, Susumu Kono, Hitoshi Tanaka and Fumio Watanabe, “A STUDY ON THE SEISMIC FORCE RESISTING MECHANISM OF A MULTI-STORY SHEAR WALL SYSTEM CONSIDERING THE INTERACTION BETWEEN WALL, SLAB, FOUNDATION BEAM, AND PILE ELEMENTS”, 13th WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING 13WCEE, Vancouver, Canada, pdf.No.3482, 2004.8
- [7] Masanobu Sakashita, Hakim Bechtoula, Susumu Kono, Hitoshi Tanaka and Fumio Watanabe, “EXPERIMENT ON THE INTERACTION BETWEEN SHEAR WALL, SLAB, FOUNDATION BEAM, AND PILE ELEMENTS TO STUDY THEIR COMBINED LATERAL FORCE RESISTING MECHANISM”, Concrete Under Severe Conditions Environment & Loading CONSEC’04, Seoul, Korea, pp.1176-1183, 2004.6
- [8] 坂下雅信、河野進、田中仁史、渡辺史夫：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明、コンクリート工学年次論文集 第二十六巻 第二号、pp.529-534、2004.6

<査読無し>

- [9] ト部藍、坂下雅信、河野進、田中仁史、渡辺史夫：一体打ち耐震壁を有する基礎梁の合理的設計法の提案に向けた実験的研究（その1：実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概

集 C-2 構造□、pp.147-148、2006.9

- [10] 坂下雅信、ト部藍、河野進、田中仁史、渡邊史夫：一体打ち耐震壁を有する基礎梁の合理的設計法の提案に向けた実験的研究（その2：実験結果及び数値解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造□、pp.149-150、2006.9
- [11] ト部藍、村上恭平、坂下雅信、河野進、田中仁史、渡邊史夫：現場打ち一体型耐震壁及びPCa耐震壁を用いたRC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明（その1：実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造□、pp.403-404、2005.9
- [12] 坂下雅信、ト部藍、村上恭平、河野進、田中仁史、渡邊史夫：現場打ち一体型耐震壁及びPCa耐震壁を用いたRC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明（その2：実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造□、pp.405-406、2005.9

第5章：解析的研究1：マクロモデルによる水平力抵抗機構の解明

<査読無し>

- [13] 坂下雅信、河野進、田中仁史、渡邊史夫：耐震壁下に位置し杭を有する基礎梁のマクロモデルによる数値解析（その1：基礎の有無が耐震壁の復元力特性に与える影響）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造□、pp.691-692、2007.7

目次

論文要旨	I
本研究に関する既発表論文	IV
目次	VI
第 1 章 序論	1
1.1. 研究背景	1
1.2. 本研究の目的	2
第 2 章 既往の研究	5
2.1. はじめに	5
2.2. 耐震壁の復元力特性の予測に関する研究	5
2.2.1 モーメントー曲率関係の算定	6
2.2.2 水平荷重ーせん断ひずみ関係の算定	10
2.3. 基礎梁の設計法とその問題点	20
2.4. スラブ付き梁の有効幅に関する研究	22
2.4.1 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説	22
2.4.2 日本建築センター及びプレハブ建築協会	23
2.4.3 ACI Code and Commentary	23
2.4.4 R. Park と T. Paulay の文献	24
2.4.5 T. Paulay と M.J.N. Priestley の文献	24
2.5. 骨組構造の杭頭接合部の応力伝達に関する研究	26
2.5.1 小林らによる場所打ち杭ー基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究	26
2.5.2 米澤らによる場所打ち杭頭接合部の 3 次元非線形 FEM 解析	30
2.6. 上部構造、杭基礎及び地盤の連成挙動に関する研究	31
2.6.1 渡辺らによる解析の概要 1	33
2.6.2 渡辺らによる解析の結果 1	38
2.6.3 渡辺らによる解析の概要 2	40
2.6.4 渡辺らによる解析の結果 2	41
2.6.5 地盤水平バネのモデル化	45
2.7. 耐震壁脚部における水平せん断力の伝達経路に関する研究	46
2.7.1 真田らによる RC 造耐震壁の局所せん断力・軸力の計測実験	46
2.7.2 真田らによる RC 造耐震壁の FEM 解析	48
2.8. マクロモデルを用いた耐震壁の復元力特性の予測に関する研究	50
2.8.1 応力伝達要素の違い	50

2.8.2	コンクリートストラットの設定	51
2.8.3	柱部材のモデル化	53
2.8.4	梁部材のモデル化	54
2.9.	マクロモデルの選定	56
2.9.1	応力伝達要素の違い	56
2.9.2	コンクリートストラットの本数	57
2.9.3	柱部材のモデル化	57
2.9.4	梁部材のモデル化	57
2.10.	本研究で用いたマクロモデルの概要	57
2.10.1	望月らによる有開口連層耐震壁のマクロモデル	58
2.10.2	二羽らによる格子モデル	66
2.11.	まとめ	70
第3章	実験概要	75
3.1.	はじめに	75
3.2.	本研究成果の適用範囲	77
3.3.	想定建物の概要	79
3.3.1	立面計画と平面計画	79
3.3.2	材料	80
3.3.3	断面の修正	81
3.3.4	Ai 分布による設計用地震荷重の算定	82
3.4.	試験体の設計（その1：断面及び設計荷重の算定）	86
3.4.1	縮小建物の概要	86
3.4.2	断面寸法の変更1	89
3.4.3	断面寸法の変更2	89
3.4.4	試験体寸法	91
3.5.	試験体の設計（その2：設計準備）	94
3.5.1	杭に入力する水平せん断力の分担率の設定	94
3.5.2	杭の反曲点深さの設定	94
3.6.	試験体の設計（その3：配筋）	95
3.6.1	各部材の設計にあたって	95
3.6.2	試験体材料の実強度（鉄筋）	95
3.6.3	試験体材料の実強度（コンクリート、モルタル）	97
3.6.4	上部構造の設計	99
3.6.5	圧縮柱の変形能力及び強度に関する検討	103
3.6.6	PCa 壁の設計	108

3.6.7	杭の設計	111
3.6.8	基礎梁と床スラブの設計	116
3.6.9	試験体の断面形状	120
3.6.10	試験体の配筋状況と定着や付着に関する設計	124
3.7.	試験体の製作過程	129
3.7.1	MNW 試験体及び PCW 試験体	129
3.7.2	MNWL 試験体	130
3.7.3	PCWL 試験体	131
3.8.	載荷方法	133
3.9.	計測方法	136
3.10.	まとめ	142
第 4 章	実験考察	145
4.1.	耐震壁の荷重－変形関係	145
4.1.1	耐震壁変形角の計測方法	145
4.1.2	水平荷重－1F 耐震壁変形角関係	146
4.1.3	水平荷重－1F 耐震壁の曲げ変形角及びせん断変形関係	148
4.1.4	1F 耐震壁変形角における曲げ変形角とせん断変形角の割合	149
4.1.5	1F 壁脚と 1F 耐震壁上部における曲率とせん断ひずみ	151
4.1.6	1F 脚部におけるせん断変形成分と基礎梁上端の伸び量との関係	152
4.1.7	各載荷実験のサイクル	157
4.1.8	各部材の降伏点	158
4.1.9	指針による耐震壁の復元力特性の評価	160
4.1.10	水平荷重－2F 耐震壁変形角関係	165
4.1.11	水平荷重－1F 層間変形角関係	167
4.2.	基礎の荷重－変形関係	168
4.3.	損傷状況	171
4.3.1	各部材の損傷	171
4.3.2	ひび割れ分布	174
4.3.3	各試験体の破壊性状	181
4.4.	各部材のひずみから推定される試験体の挙動	187
4.4.1	耐震壁縦方向せん断補強筋のひずみ分布	188
4.4.2	耐震壁横方向せん断補強筋のひずみ分布	191
4.4.3	引張柱のひずみ分布	192
4.4.4	基礎梁せん断補強筋	193
4.4.5	基礎梁主筋のひずみ分布	194

4.4.6	スラブ筋と基礎梁上端筋の歪分布の比較	197
4.4.7	1F 耐震壁曲げ変形角と基礎梁上端筋の平均ひずみ（伸び）の関係	203
4.5.	基礎梁に作用する外力分布の算定 1（設計荷重を用いた検討）	205
4.5.1	設計で考慮する外力を用いた検討	206
4.5.2	入力モーメント及び軸力の算定	208
4.5.3	実験結果との比較	209
4.6.	基礎梁に作用する外力分布の算定 2（耐震壁から伝達される外力を用いた検討）	212
4.6.1	耐震壁脚部から伝達される鉛直方向力と水平方向力の影響	212
4.6.2	耐震壁脚部から伝達される鉛直方向力によるモーメント(M _v)の分布	214
4.6.3	耐震壁脚部から伝達される水平方向力によるモーメント(M _l)の分布	215
4.6.4	基礎梁に作用する軸力(N)の分布	215
4.6.5	実験結果との比較	216
4.7.	まとめ	222
第 5 章	解析的研究 1：マクロモデルによる水平力抵抗機構の解明	225
5.1.	はじめに	225
5.2.	FEM による予備解析	226
5.2.1	解析モデル概要	226
5.2.2	試験体モデル	235
5.2.3	解析結果 1：水平荷重－1F 耐震壁変形角関係	238
5.2.4	解析結果 2：基礎梁主筋のひずみ分布	240
5.2.5	解析結果 3：試験体の変形状況	242
5.2.6	解析結果 4：主応力図	243
5.3.	耐震壁部分のマクロモデルの構築	246
5.3.1	はじめに	246
5.3.2	柱部材のモデル化（その 1：軸方向バネ）	246
5.3.3	柱部材のモデル化（その 2：主筋の抜け出し）	251
5.3.4	柱部材のモデル化（その 3：せん断バネ）	252
5.3.5	梁部材のモデル化	253
5.3.6	壁部材のモデル化（その 1：コンクリートストラット）	253
5.3.7	壁部材のモデル化（その 2：耐震壁せん断補強筋）	255
5.4.	耐震壁マクロモデルを用いた数値解析	255
5.5.	基礎部分のマクロモデルの構築（その 1：コンクリートストラットの傾斜角）	256
5.5.1	実験結果からの考察	257
5.5.2	靱性保証型耐震設計指針・同解説に基づいた考察	261
5.6.	基礎部分のマクロモデルの構築（その 2：各構造要素のモデル化）	263

5.6.1	解析変数.....	263
5.6.2	基礎梁のモデル化（その 1：主筋）	264
5.6.3	基礎梁のモデル化（その 2：せん断補強筋）	268
5.6.4	杭主筋のモデル化.....	269
5.6.5	モデル化に関する注意事項	269
5.7.	マクロモデルによる解析結果 1（解析変数の検討）	271
5.7.1	基礎梁圧縮ストラットの傾斜角に関する考察	271
5.7.2	床スラブの有効幅に関する考察.....	279
5.7.3	繰り返し載荷に関する考察	286
5.8.	マクロモデルによる解析結果 2（詳細な検討）	290
5.8.1	各部材の損傷状況と 1F 耐震壁の復元力特性	290
5.8.2	2F 耐震壁の復元力特性に関する考察	295
5.8.3	耐震壁及び基礎梁のコンクリートストラットが負担する圧縮力の分布.....	297
5.8.4	基礎梁に作用する外力分布に関する検討	299
5.8.5	圧縮柱が負担するせん断力と軸方向力	306
5.8.6	基礎梁せん断補強筋のひずみ分布	307
5.8.7	基礎梁下端筋における応力集中	309
5.8.8	梁の伸び.....	310
5.8.9	基礎梁の変形状況	311
5.9.	まとめ	313
第 6 章	解析的研究 2：抵抗機構モデルによる水平力抵抗機構の解明.....	317
6.1.	はじめに	317
6.2.	抵抗機構モデルの釣合条件	318
6.2.1	剛体回転機構.....	318
6.2.2	曲げ機構.....	319
6.2.3	各抵抗機構における引張柱主筋降伏時の負担水平荷重の算定.....	320
6.3.	抵抗機構モデルにおける変形の適合性.....	321
6.3.1	剛体回転機構.....	321
6.3.2	曲げ機構.....	323
6.3.3	水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係	323
6.3.4	基礎梁上端の平均ひずみと 1F 耐震壁曲げ変形角の関係	324
6.3.5	水平荷重－1F 耐震壁変形角の算定	325
6.4.	PCWL 試験体に関する考察	327
6.5.	抵抗機構モデルを用いた各部材の設計手法.....	329
6.6.	まとめ	330

第 7 章	解析的研究 3：基礎梁の挙動が連層耐震壁－杭基礎－地盤系に与える影響	333
7.1.	はじめに	333
7.2.	地盤のモデル化	333
7.3.	杭のモデル化	335
7.4.	基礎梁剛モデルの Pushover 解析	338
7.5.	全解析結果の比較検討	340
7.5.1	耐震壁の復元力特性	340
7.5.2	杭のモーメント分布	343
7.5.3	杭の反曲点深さと水平せん断力の負担割合	344
7.5.4	基礎梁主筋のひずみ分布	345
7.6.	まとめ	347
第 8 章	解析的研究 4：簡易モデルによる水平力抵抗機構の再現	349
8.1.	はじめに	349
8.2.	モデル詳細	351
8.3.	実験結果との比較	352
8.4.	まとめ	355
第 9 章	結論	357
9.1.	研究結果のまとめ	357
9.2.	今後の課題	360
謝辞		361
付録 A：	耐震壁変形角の算定	363
付録 B：	P- Δ の補正	367
付録 C：	耐震壁の復元力モデルの算定	369
C-1	モーメント－曲率関係（文献 _[C-1] ）	370
C-2	モーメント－曲率関係（文献 _[C-2] ）	371
C-3	水平荷重－せん断ひずみ関係（文献 _[C-1] ）	374
C-4	水平荷重－せん断ひずみ関係（文献 _[C-2] ）	382
付録 D：	断面解析の詳細	393
D-1	断面解析 1	393
D-2	断面解析 2	394

第1章 序論

1.1. 研究背景

1995 年の兵庫県南部地震以後、性能指向型の設計技術体系の確立を求める動きが活発化している。2001 年の建築基準法施行令改正において、従来の構造計算と並立する形で設けられた限界耐力計算法では、建築物の最大変位応答という形でその性能を明確に示す事が可能となった。しかしながら、建築物の最大変位応答だけでは建築物の性能を示す指標として十分ではない。建築物の最大応答は、建築物を構成する各部材のコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏といった損傷と結びつける事によって、初めてコストとの関連が明らかになり、性能評価指標として意味を持つ事になる。2004 年に出版された鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指標（案）・同解説^[1-4]では、柱や梁、耐震壁といった主要な構造要素に関しては、その部材の変形（回転角やせん断ひずみ）と損傷（ひび割れ幅、コンクリートの圧壊点など）を結びつける手法が提示されている。したがって、建築物の性能指向型の設計技術体系を確立する為には、(1) 建築物の変形や破壊のメカニズムを確認し、建築物全体の変位応答から各部材に要求される変形を予測する事、(2) 各部材に要求される変形から、具体的に損傷を予測する事の 2 点が不可欠となる。

本研究では、RC 造中高層集合住宅の耐震性能を評価する事を目的とする。中高層集合住宅では、桁行き方向を純ラーメン、張間方向を連層耐震壁、基礎を杭基礎とする構造形式が一般的である。中高層集合住宅を構成する桁行き方向の柱、梁部材や張間方向の連層耐震壁、基礎構造の杭は、単独の構造要素としては、地震荷重に対する耐力・変形性能評価の十分な研究がなされ、実務設計にもその研究成果が反映されている。例えば、線材置換が容易な柱、梁部材に関しては、古くから各部材の変形と損傷を結び付ける為の研究が積極的に行われてきた。また、連層耐震壁に関しても、近年、壁谷澤モデルをはじめとする種々の置換モデルが提案され、復元力特性の予測が精緻に行えるようになり、性能評価に向けた次の段階として、鉄筋コンクリート建物の耐震性能評価指標（案）・同解説でも、側柱や耐震壁内のひび割れ幅を算定する手法が紹介されている。

一方で、架構全体の地震時相互作用に着目し、変形や破壊のメカニズムを明らかにする事によって、各部材に要求される変形や強度を精度良く予測し、性能評価に結びつける為の研究も多く行われている。例としては、桁行き方向の構造要素である純ラーメンと杭基礎及び地盤の一体解析が挙げられる。一体解析では、構造全体が地震時水平力に対して、使用限界状態、修復限界状態、安全限界状態へと至る過程を把握する事ができる為、耐震性能評価設計に非常に有効である。張間方向構造要素では、基礎梁を剛梁として、その上部に位置する連層耐震壁と下部に位置する杭、地盤との相互作用に関する検討が行われる。基礎梁を剛梁とする事によって、耐震壁と杭基礎は互いの挙動に影響を及ぼし合う事は無く、両者の挙動は独立して取り扱う事が可能となる。即ち、耐震壁部分の変形に関しては、基礎固定とした耐震壁モデルの数値解析から、また、杭基礎部分のロッキング変形に関しては、基礎梁を剛梁とした、基礎梁－杭－地盤のみをモデル化した数値解析から算定され、両者を足し合わせる事によって、一体モデルの変形を評価する事ができる。但し、このような杭基礎のロッキング機構と連層耐震壁の変形機構を独立して評価する手法は、基礎梁を剛体として取り扱う事ができる場合にしか適用できず、基礎梁の変形や損傷が無視できない場合には、両者を独立に考える事はできない。

そこで、張間方向耐震壁下基礎梁の地震時の挙動に着目する。張間方向基礎梁は、その上端面が耐震壁と接した状態にある。ゆえに、耐震壁によって基礎梁の変形が拘束された状態となり、連層耐震

壁内の枠梁と同じく、剛梁として取り扱われる事が多い。しかしながら、耐震壁脚部の曲げ降伏を架構全体の破壊形式とする場合、耐震壁脚部と基礎梁上端面の境界面では大きな離間が生じる。その結果、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、基礎梁は耐震壁から分離し、耐震壁による基礎梁への拘束が弱まると考えられる。ゆえに、壁脚の離間が進めば、基礎梁を剛梁として扱う事は妥当ではなくなり、基礎梁の剛性や変形を評価し、その損傷を定量的に把握する事はもちろん、隣接する連層耐震壁や杭の挙動に与える影響も検討する必要があると考えられる。しかしながら、既往の研究で、耐震壁脚部の離間挙動が架構全体の挙動に与える影響に関して取り扱ったものは少なく、各部材の相互抵抗機構は、明らかにされていないのが実状である。したがって、通常、一体解析に用いられる置換モデルとは異なる方法で、耐震壁、基礎梁及び杭の相互連成挙動を再現する必要があるが、各部材を適切にモデル化する為には、各部材が地震時水平力に対して、どのように抵抗するのか予め把握しておく必要がある。

また、現在用いられている張間方向基礎梁の設計手法も、耐震壁脚部の離間挙動の影響を十分に考慮したものとは言い難い。中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説では、耐震壁脚部の離間挙動の影響を考慮する為に、二次設計において、耐震壁入力せん断力の 50%に相当する引張力が基礎梁に作用するものとして、基礎梁の全軸方向鉄筋の検討が行われる。また、引張軸力の検討とは別に、杭頭固定を仮定し、杭からの曲げ戻しモーメントに対する検討も別途、独立して行われる。軸方向鉄筋の検討は、耐震壁脚部に離間が生じ、圧縮柱脚部において、連層耐震壁が負担する全ての水平せん断力の伝達が行われる事を想定した検討であるが、これは、耐震壁終局変形時における離間状況を想定したもので、終局状態に至る前の、離間が比較的小さい状況、即ち、圧縮柱だけでなく壁脚を介した水平せん断力の伝達が行われる状況を考慮したものではない。ゆえに、地震時における耐震壁脚部の離間の程度が比較的小さくなるような建築物に関しては、指針という耐震壁終局変形状態に至らない為、合理的に基礎梁の設計を行う事が困難になる。また、この基礎梁の設計手法には、曖昧な点がいくつかある。杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力に対する検討を同時ではなく、独立して行う点や、耐震壁から伝達される鉛直方向力（壁縦補強筋の引張力やコンクリートストラットによる圧縮力）の影響が考慮されていない点がこれにあたる。ゆえに、耐震壁、基礎梁及び杭における変形の適合性や力の釣合が満たされるような手法、即ち各構造要素を独立ではなく一体で取り扱う事ができる設計手法が必要である。

1.2. 本研究の目的

以上の背景を踏まえ、本研究では、曲げ降伏型連層耐震壁と杭基礎の相互抵抗機構の実態を把握し、これを解明する事を目的とする。なお、相互抵抗機構とは、耐震壁及び杭基礎の相互連成挙動を考慮した地震時水平力抵抗機構の事を示す。具体的な研究手法としては、耐震壁と基礎梁、杭との相互連成挙動の再現が期待できる耐震壁と基礎構造が一体となったモデル試験体を製作し、静的載荷実験の結果から相互抵抗機構の実態を明らかにする。また、最終的に既存の骨組解析モデルへの適用が可能な連層耐震壁及び基礎梁の数値解析モデルの提案を行う。

以下に本論文の構成を示す。2 章では、本研究に関連する既往の研究をまとめ、現状における連層耐震壁－杭基礎構造物の設計における問題点を明らかにする。また、試験体モデルの構築に有用な知見も合わせて示す。3 章及び 4 章では、連層耐震壁、基礎梁、杭をモデル化した計 4 体の縮小試験体を用いた静的載荷実験の概要と結果について述べる。5 章では、試験体マクロモデルを提案し、耐震壁の復元力特性や基礎梁主筋のひずみ分布等、載荷実験で観測された試験体の挙動が再現できるかどうかを

確認する。4 章及び 5 章の検討結果を受け、6 章では、抵抗機構モデルを用いた検討を行い、耐震壁、基礎梁及び杭の地震時相互作用を解明する。一方、7 章では、5 章の試験体モデルに杭と地盤を付加した実構造物を模擬した数値解析モデルを用い、基礎梁の変形を考慮する事によって、実構造物の挙動に及ぼされる影響を考察する。8 章では、実務設計での使用を考えて提案した簡易的なマクロモデルが、5 章で提案したマクロモデルとほぼ同等の挙動が示す事を確認する。最後に 9 章で本論文を総括する。

<1 章 参考文献>

- [1-1] 株式会社日建設計東京オフィス構造設計室：建築物の性能設計と検証法，2003.9
- [1-2] 社団法人建築研究振興協会：建築構造における性能指向型設計法のコンセプト，2000.8
- [1-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001.9
- [1-4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- [1-5] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 1～6），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.395-406，2001.9
- [1-6] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 7～11），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.573-582，2002.8
- [1-7] 日本建築学会 関東支部：基礎構造の設計 学びやすい構造設計，2003.1
- [1-8] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1987
- [1-9] 梅村美孝：建物－基礎－地盤 一体解析，日本建築学会構造委員会鉄筋コンクリート構造運営委員会 大断面 RC 基礎部材の強度・変形性能，pp.15-27，2006.9

第2章 既往の研究

2.1. はじめに

本研究では、曲げ降伏型連層耐震壁と杭基礎の相互抵抗機構を解明する事を目的としている。そこで、本章では、これに関連する既往の研究とその成果をまとめ、本研究で解決すべき問題点と共にこれを示す事とした。本章で取り扱う研究は、以下の項目に分類される。

- (1) 各部材（耐震壁、杭基礎）の設計手法に関する研究、指針 (2.2 ～ 2.5)
- (2) 上部構造、下部構造及び地盤の相互作用に関する研究 (2.6)
- (3) 耐震壁の水平力抵抗機構に関する研究 (2.7)
- (4) 耐震壁のマクロモデルに関する研究 (2.8 ～ 2.10)

2.2. 耐震壁の復元力特性の予測に関する研究

耐震壁の復元力特性を、曲げ変形要素とせん断変形要素を足し合わせる事で表現する手法は古くから用いられており、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[2-1]でも、モデル化の手法が紹介されている。線材として耐震壁をモデル化する事により、平田等^[2-2]が行ったように、耐震壁を含む建物全体のスケルトンカーブを骨組解析によって、推定する事が可能になる。

しかしながら、文献^[2-1]ではせん断破壊ではなく、曲げ破壊が先行する耐震壁の変形量の評価に問題があった。「終局強度時には、圧縮主応力の方向 ϕ に 0.002 の主ひずみが生じる純せん断ひずみ状態にある」（文献^[2-5]参照）という仮定に基づいて、文献^[2-1]では、耐震壁のせん断強度時のせん断ひずみが定められる。つまり、圧縮主応力の方向 ϕ を 45 度とすると、モールのひずみ円より、せん断ひずみは主ひずみの 2 倍となるので、せん断破壊時のせん断ひずみは一意に 0.004rad に定まる。しかし、実際には、耐震壁に曲げせん断ひび割れ及び曲げ降伏が発生すると、耐震壁のせん断剛性が低下する為、曲げが卓越する耐震壁では、せん断変形成分を過小評価してしまう傾向があった。

津田ら^[2-4]の理論を取り入れた鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説^[2-3]では、（曲げ）せん断ひび割れ後の耐震壁の剛性に、トラス剛性の考え方を導入する事で、曲げによるせん断剛性の低下をモデル化する事が可能となった。これに伴い、本研究のように曲げが卓越する耐震壁においても、精度良く復元力特性の予測が行えるようになった。

本研究では、4 章において、文献^{[2-1][2-2]}と文献^{[2-3][2-4]}に基づいて、1F耐震壁の水平荷重－1F層間変形角関係を予測するが、ここでは、耐震壁脚部モーメント－曲率関係と水平荷重－せん断変形ひずみを求める為の手法を示す。本実験試験体における計算過程は、付録Cに示す。

2.2.1 モーメントー曲率関係の算定

文献 [2-1][2-2] では、モーメントー曲率関係を、トリリニアカーブで表現する。以下に、曲げひび割れ点、曲げ降伏点の算定方法と、本実験試験体の算定結果を示す。

< 曲げひび割れモーメント >

$${}_B M_c = 0.33 \times 1.8 \sqrt{\sigma_B} Z + N_w l / 6 \quad (2-1)$$

< 曲げ降伏モーメント >

$${}_B M_y = a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N_w l_w \quad (2-2)$$

< 曲げひび割れ時曲率 >

$$\varphi_c = {}_B M_c / E_c I \quad (2-3)$$

< 曲げ降伏時曲率 >

$$\varphi_c = \varepsilon_y / C_n \quad (2-4)$$

σ_B	: コンクリートの圧縮強度 (MPa)
Z	: 耐震壁の断面係数 (mm ³)
N_w	: 耐震壁の軸方向力 (kN)
l	: 耐震壁の全長 (mm)
a_t	: 引張側柱の主筋断面の合計 (mm ²)
σ_y	: 引張側柱の主筋の降伏強度 (MPa)
l_w	: 耐震壁の柱中心間距離 (mm)
a_w	: 壁の縦筋の断面積 (mm ²)
σ_{wy}	: 壁の縦筋の降伏強度 (MPa)
E_c	: コンクリートの弾性係数 (MPa)
I	: 耐震壁の断面二次モーメント (mm ⁴)
ε_y	: 引張柱主筋の降伏ひずみ
C_n	: 弾性時中立軸から引張柱側柱中心までの距離 (mm)

一方、文献 [2-3][2-4] では、曲げひび割れ点、曲げ降伏点に加え、曲げ終局点を設定する。また、曲げ降伏点及び限界曲率に関しては、平面保持仮定に基づいた計算を行う必要があり、本研究では、断面解析による算定を行っている。なお、曲げ降伏モーメントは、引張側柱全主筋と壁板全縦筋の 2/3 が引張降伏する際のモーメントとし、曲げ降伏モーメント時の曲率は、引張側柱全主筋が引張降伏する際の曲率と、引張側柱全主筋と壁板全縦筋の 2/3 が引張降伏する際の曲率の平均値とする。

断面解析を行う際のコンクリートの復元力特性は以下のように設定した^[2-7]。また、鉄筋の復元力特性に関しては、岡村、前川らの論文^[2-40]を参考にして定めた。算定式に関しては、5章で示す。なお、材料試験において、降伏棚が見られなかった鉄筋（試験体MNW及びPCWで壁筋に用いたφ4）に関しては、上記算定式を用いる事が出来ないので、二次勾配をゼロとしたバイリニアのカーブでモデル化した。

カバーコンクリートの復元力特性：Popovics式^[2-6]

$$f_c = f'_c \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right) \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^n} \quad (2-5)$$

$$n = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon_o}} \quad (2-6)$$

$$\varepsilon_o = 0.00093(f'_c)^{0.25} \quad (2-7)$$

f_c : コンクリートの圧縮応力 (MPa)
 f'_c : プレーンコンクリートの圧縮強度 (MPa)
 ε_c : コンクリートのひずみ
 ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみ
 E_c : プレーンコンクリートの弾性係数 (MPa)

コアコンクリートの復元力特性：NewRCモデル^[2-1]をPopovics式^[2-6]に導入する。

$$f_c = f'_{co} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n} \quad (2-8)$$

$$n = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}}} \quad (2-9)$$

f'_{co} : 拘束コンクリートの圧縮強度 (MPa)
 ε_{co} : 拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ

$$f_{co}' = f_c' + \kappa \rho_{wh} \sigma_{wy} \quad (2-10)$$

$$\varepsilon_{co} = \begin{cases} \varepsilon_c (1 + 4.7(K - 1)) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c (3.35 + 20(K - 1.5)) & K > 1.5 \end{cases} \quad (2-11)$$

$$\kappa = 11.5 \left(\frac{d_w}{c} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s}{j_e} \right) \quad (2-12)$$

$$K = \frac{f_{co}'}{f_c'} \quad (2-13)$$

- ρ_{wh} : 横補強筋の体積比
 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (MPa)
 d_w : 横補強筋の公称直径 (mm)
 c : 横補強筋の有効横支持長さ (mm)
 s : 横補強筋間隔 (mm)
 j_e : 拘束コンクリートの断面幅 (mm)

< 曲げひび割れモーメント >

$${}_B M_c = (\sigma_t + \sigma_o) Z_e \quad (2-14)$$

$$\sigma_t = 0.563 \sqrt{\sigma_B} \quad (2-15)$$

- σ_t : コンクリートの引張強度 (MPa)
 σ_o : 軸方向応力度 (全断面積に対する値) (MPa)
 Z_e : 等価断面係数 (mm³)
 σ_B : 鉄筋の引張強度時ひずみ

< 曲げひび割れ時曲率 >

(2-3)と同じ

<限界曲率>

$$\phi_u = \min \left(\phi_{su}, \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\frac{c}{0.5D} \varepsilon_B}{X_n + 0.5D}, \frac{\frac{w}{2/3X_n} \varepsilon_B}{2/3X_n} & x_{ne} \leq J_D \\ \min \left(\frac{c}{X_n + 0.5D} \varepsilon_B, \frac{w}{2/3X_n} \varepsilon_B \right) & x_{ne} > J_D \end{array} \right\} \right) \quad (2-16)$$

$$T = a_{ww} \sigma_y + N \quad (2-17)$$

$$C_c = 0.9_c \sigma_{cB} J_B J_D \quad (2-18)$$

$$N_{cc} = \frac{T^2 + V_u^2}{T} \quad (2-19)$$

$$x_{ne} = \frac{N_{cc}}{0.9_c \sigma_{cB} J_B} \quad (2-20)$$

$$X_n = \frac{N_{cc} - C_c}{\sigma_B t_w} \quad (2-21)$$

- ϕ_{su} : 引張鉄筋のひずみが破断ひずみ（本研究では、10%と仮定）
の半分に達した時の曲率
- $\frac{c}{0.5D} \varepsilon_B$: 崎野モデルによるコンクリートの圧縮応力-歪関係において、軟化
域で $0.9_c \sigma_{cB}$ に低下した時の歪度
- D : 圧縮柱のせい (mm)
- t_w : 壁厚 (mm)
- x_{ne} : 柱圧縮縁から壁板方向の中立軸までの距離 (mm)
- X_n : 中立軸が壁にある時の圧縮側柱内縁から中立軸までの距離 (mm)
- J_D : 圧縮側柱の外々のせん断補強筋の芯々距離（せい方向） (mm)
- J_B : 圧縮側柱の外々のせん断補強筋の芯々距離（幅方向） (mm)
- T : 壁板周辺に作用する圧縮力 (kN)
- a_{ww} : 壁縦筋の断面積 (mm²)
- σ_y : 壁縦筋の降伏強度 (MPa)
- N : 全軸力 (kN)

- C_c : 圧縮側柱が負担できる圧縮力 (kN)
 ${}_c\sigma_{cB}$: 崎野モデルによる拘束コンクリートの圧縮強度 (MPa)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
 N_{cc} : 終局時せん断力の影響を考慮した等価圧縮力 (kN)
 ${}_bV_u$: 終局時せん断力 (kN)

2.2.2 水平荷重—せん断ひずみ関係の算定

文献 [2-1][2-2] では、水平荷重—せん断ひずみ関係をトリリニアカーブで表現する。以下に、せん断ひび割れ点、せん断破壊点の算定方法と、本実験試験体の算定結果を示す。

<せん断ひび割れ荷重>

$${}_wQ_{sc} = \frac{\tau_{sc} t l}{\kappa_w} \quad (2-22)$$

$$\tau_{sc} = \sqrt{{}_c\sigma_t({}_c\sigma_t + \sigma_o)} \quad (2-23)$$

$${}_c\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (2-24)$$

$$\kappa_w = 3(1+u) \frac{1-u^2(1-v)}{4(1-u^3(1-v))} \quad (2-25)$$

$$u = \frac{l_w'}{l_w' + \sum D} \quad (2-26)$$

$$v = \frac{t_w}{b} \quad (2-27)$$

- τ_{sc} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(MPa)
 t : 壁厚(mm)
 l : 側柱中心間距離(mm)
 l_w' : 壁板の柱内法長さ(mm)
 D : 側柱のせい(mm)
 b : 側柱の幅(mm)
 σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮応力度(MPa)

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度(MPa)

<せん断強度>

$${}_wQ_{sy} = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (2-28)$$

但し、 $p_s \sigma_{sy} > \nu \sigma_B / 2$ の時、 $p_s \sigma_{sy} = \nu \sigma_B / 2$ (2-29)

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} \quad (2-30)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_s \sigma_{sy} / \nu \sigma_B \quad (2-31)$$

- t_w : 壁板の厚さ (mm)
- l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ (mm)
- p_s : 壁板のせん断補強筋比
- σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋の強度 (MPa) (407.9MPa 以下)
- ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ($\cot \phi = 1$ とする)
- θ : アーチ機構の角度
- l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ (mm)
- ν : コンクリートの圧縮強度の有効係数 (塑性ヒンジ計画時)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
- h_w : 耐震壁高さ (設計する階の階高) (mm)

なお、圧縮コンクリートの有効強度係数に関しては、以下の算定式で求める。

$$\nu_o = 0.7 - \frac{\sigma_B (MPa)}{200} \quad (2-32)$$

$$\nu = \begin{cases} \nu_o & R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u) \nu_o & 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4\nu_o & 0.02 \leq R_u \end{cases} \quad (2-33)$$

- ν_o : コンクリートの圧縮強度の有効係数 (塑性ヒンジ未計画)
- R_u : 終局限界状態におけるヒンジ領域の回転角 (rad)

また、アーチ機構の等価壁長さは、以下の算定式から求める。

$$l_{wa} = l_w' + D + \Delta l_{wa} \quad (2-34)$$

$$\Delta l_{wa} = \begin{cases} A_{ce}/t_w & A_{ce} \leq t_w D \\ \left(D + \sqrt{A_{ce} D / t_w} \right) / 2 & A_{ce} > t_w D \end{cases} \quad (2-35)$$

$$A_{ce} = A_c - \frac{N_{cc}}{\sigma_B} \quad (2-36)$$

- Δl_{wa} : アーチ機構の側柱有効断面積による効果を壁長さの増分に換算したもの (mm)
 A_{ce} : 側柱の有効断面積 (mm²)
 A_c : 圧縮側柱の断面積 (mm²)
 N_{cc} : 耐震壁の軸力 (kN)

なお、アーチ機構の側柱有効断面積による効果を壁長さの増分に換算する場合、以下の不等式を満たす必要がある。

$$2V_a \frac{\Delta l_{wa} - D/2}{l_{wa}(1 + \tan^2 \theta)/2} \leq V_{tc} \quad (2-37)$$

$$b_e = \frac{A_{ce}}{D} - \beta \cdot t_w \quad (2-38)$$

- V_a : 耐震壁のアーチ機構によるせん断強度 (kN)
 V_{tc} : 側柱単独のトラス機構によるせん断強度 (kN)
 θ : 耐震壁のアーチ機構の角度
 b_e : アーチ機構に寄与する側柱の有効幅 (mm)
 β : 耐震壁板のトラスによるせん断強度の負担比

トラス機構の側柱有効断面積による効果を壁長さの増分に換算する場合、以下の不等式を満たす必要がある。

$$l_{wa} = l_w' + D + \Delta l_{wa} \quad (2-39)$$

$$\Delta l_{wb} = \begin{cases} A_{ce}/t_w & A_{ce} \leq t_w D \\ D & A_{ce} > t_w D \end{cases}$$

(2-40)

<せん断ひび割れ時せん断ひずみ>

$$\gamma_c = \frac{Q_{sc}}{G_c A_w}$$

(2-41)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (MPa)

A_w : 耐震壁断面積 (mm²)

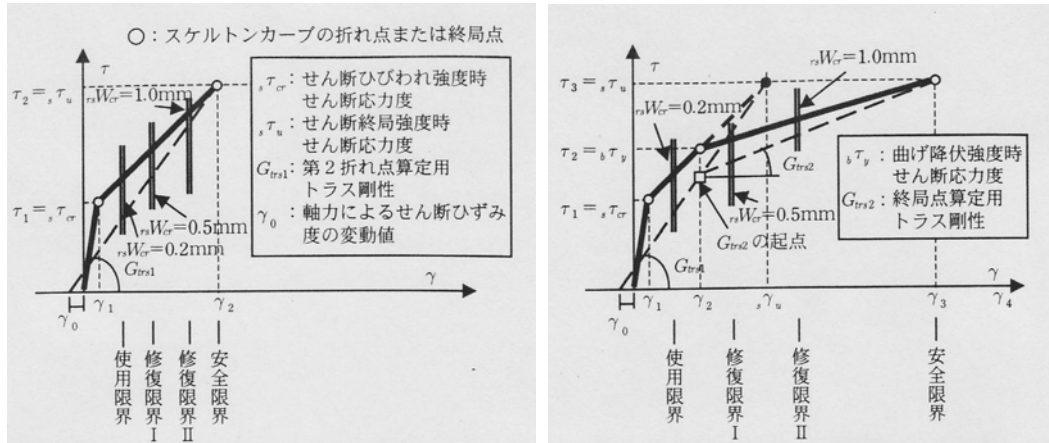
<せん断強度時せん断ひずみ>

$$\gamma_c = 0.004_{rad}$$

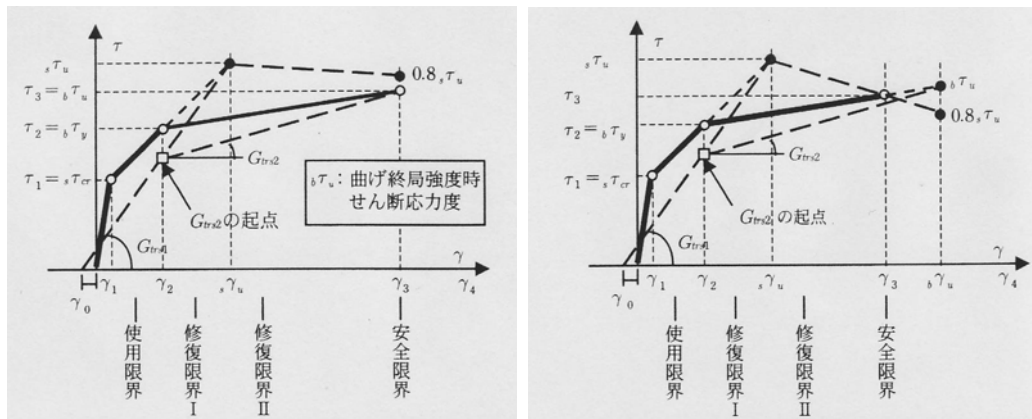
(2-42)

文献 [2-3][2-4]では、水平荷重－せん断ひずみ関係をバイリニアまたはトリリニアのカーブで表現する。文献 [2-3]によると、壁中央位置における耐震壁の曲げひび割れ強度と耐震壁のせん断ひび割れ強度の小さい方を第一折れ点とする。また、耐震壁の曲げ降伏強度とせん断終局強度の小さい方が第二折れ点となる。終局点に関しても、耐震壁の曲げ終局強度とせん断終局強度の小さい方によって決まる。但し、曲げ終局強度時には、耐震壁の圧縮応力場におけるコンクリートの応力が最大強度時の 80%まで低下するものとし、せん断終局強度も曲げ降伏前の 80%まで減少するものとして、両者の比較が行われる。ゆえに、せん断応力－せん断ひずみ関係のモデル化に関しては、図 2-1に示すような 4 パターンが考えられる。耐震壁の曲げ降伏を起こす場合については、(b) 曲げ終局時せん断応力が、せん断終局時せん断応力よりも大きくなる場合、(c) 曲げ終局時せん断応力が、せん断終局時せん断応力の 0.8 倍のよりも小さくなる場合、(d) 曲げ終局時せん断応力が、せん断終局時せん断応力の 0.8 倍よりも大きくなる場合のいずれかに分類してモデル化を行う。本実験では、第一折れ点、第二折れ点、終局点のいずれも曲げひび割れ、曲げ降伏、限界曲率と曲げによって決まる為、(c)に示す形の履歴が得られる。

ところで、文献 [2-1][2-2]では、トラス機構及びアーチ機構を各層で考えていたが、文献 [2-3][2-4]では、連層でこれらを考慮する。具体的には、トラス機構に関しては、梁主筋やスラブ筋の一部（有効幅は、壁の表面から両側に壁厚の 3 倍）を考慮してせん断強度を算定する。また、アーチ機構に関しては、コンクリート圧縮束の角度を各層に作用するせん断力ごとに設定して評価する。以下に、第一折れ点、第二折れ点、終局点の算定方法を示す。



(a) 引張側柱全主筋、壁板全縦筋の 2/3 の降伏が生じない場合 (b) 引張側柱全主筋、壁板全縦筋の 2/3 の降伏が生じる場合 1



(c) 引張側柱全主筋、壁板全縦筋の 2/3 の降伏が生じる場合 2 (d) 引張側柱全主筋、壁板全縦筋の 2/3 の降伏が生じる場合 3

図 2-1 セン断応力-せん断ひずみ関係

<第一折れ点荷重>

$$V_1 = \min({}_b V_{cr}, {}_s V_{cr})$$

(2-43)

${}_b V_{cr}$: 耐震壁中心位置に曲げひび割れが発生する際の荷重 (kN)
 ${}_s V_{cr}$: セン断ひび割れ強度 [算定式は(2-22)と同じ]

<第二折れ点荷重>

$$V_2 = \min({}_b V_y, {}_s V_u)$$

(2-44)

${}_b V_y$: 引張側柱主筋と壁縦補強筋の 2/3 が引張降伏する際の荷重 (kN)
 ${}_s V_u$: セン断終局強度 (kN)

$${}_sV_u = t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu_o \sigma_B / 2 \quad (2-45)$$

但し、 $p_s \sigma_{sy} > \nu_o \sigma_B / 2$ の時、 $p_s \sigma_{sy} = \nu_o \sigma_B / 2$ (2-46)

$$\tan 2\theta_i = \frac{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\alpha_i \sin 2\psi_j}{\tan \psi_j} \right)}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\alpha_i \cos 2\psi_j}{\tan \psi_j} \right)} \quad (2-47)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{{}_j h_w}{{}_1 l_{wa}} \right)^2 + 1} - \frac{{}_j h_w}{{}_1 l_{wa}} \quad (2-48)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_{sx} \sigma_y}{\nu_o \sigma_B} \quad (2-49)$$

なお、圧縮コンクリートの有効強度係数に関しては、以下の算定式で求める。文献 [2-1] では、式 (2-32) に示すように、下限値を与える ν_o の値を定めたが、文献 [2-3][2-4] では、平均値的な ν_o を設定した。

$$\nu_o = \begin{cases} 0.8 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 70 \text{MPa} \\ 1.907 \sigma_B^{-0.34} & \sigma_B > 70 \text{MPa} \end{cases} \quad (2-50)$$

また、トラス機構の等価壁長さは、(2-34) から (2-40) と同じ方法で算定する。

- t_w : 壁板の厚さ (mm)
- l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ (mm)
- $p_{sx} \sigma_{sy}$: 各層の壁板横筋とスラブ筋、梁主筋の壁板に対する鉄筋比に降伏強度を乗じたもの (MPa)
- ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ($\cot \phi = 1$ とする)
- θ : 連層アーチ機構の角度
- θ_i : i 層におけるアーチ機構の角度
- α_i : 各層における水平力比
- ψ_i : 合成前の各層のアーチ機構の角度

- ${}_j h_w$: 最下層脚部から j 層の水平力作用位置までの相対高さ (mm)
 ${}_1 l_{wa}$: 最下層のアーチ機構の等価壁長さ (mm)
 l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ (mm)
 ν_o : コンクリートの圧縮強度の有効係数
 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

<終局点荷重>

$$V_3 = \min({}_s V_u, {}_b V_u) \quad (2-51)$$

- ${}_s V_u$: せん断終局強度 (kN)
 ${}_b V_u$: 曲げ終局時のせん断力 (kN)

なお、曲げ終局強度がせん断終局強度の 0.8 倍よりも大きい場合、終局点の強度及びせん断終局限界時せん断ひずみは、図 2-1(d)のように、線形補間によって求められる。

<第一折れ点せん断ひずみ>

せん断ひび割れ強度時のせん断ひずみ ${}_s \gamma_{cr}$ は、以下の式で求められる。

$${}_s \gamma_{cr} = \frac{{}_s V_{cr} \kappa_e}{G_c A_{all}} \quad (2-52)$$

$$\begin{aligned} \kappa_e = 72 \frac{(1 + 2\alpha \cdot \beta)}{(1 + 2\alpha \cdot \beta^3 + 6\alpha \cdot \beta \cdot (1 + \beta)^2)^2} \\ \times \left\{ \frac{8}{15} \alpha \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^5 - \frac{1}{2} \alpha (1 - \alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^4 + \frac{1}{4} \alpha (1 - \alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{1}{4} (1 - \alpha) \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8} \alpha \right) \right\} \end{aligned} \quad (2-53)$$

$$\alpha = \frac{b}{t_w} \quad (2-54)$$

$$\beta = \frac{D}{l_w} \quad (2-55)$$

- ${}_s V_{cr}$: 耐震壁のせん断ひび割れ強度 (kN)
 G_c : コンクリートのせん断剛性 (kN)
 A_{all} : 耐震壁の全断面積 (mm²)

D : 側柱のせい (mm)
 b : 側柱の幅 (mm)
 t_w : 壁厚 (mm)
 l'_w : 壁板の内法長さ (mm)

ゆえに、第一折れ点のせん断ひずみ γ_1 は、以下の式で求められる。

$$\gamma_1 = {}_s\gamma_{cr} \cdot V_1 / {}_sV_{cr}$$

(2-56)

<第二折れ点せん断ひずみ>

第二折れ点せん断ひずみ γ_2 は、以下の式で求められる。

$$\gamma_2 = \left\{ \begin{array}{ll} {}_s\gamma_u & V_2 = {}_sV_u \text{ の時} \\ -\frac{({}_s\gamma_u - \gamma_1)}{({}_sV_u - V_1)}({}_sV_u - {}_bV_y) + {}_s\gamma_u & V_2 = {}_bV_y \text{ の時} \end{array} \right\}$$

(2-57)

${}_s\gamma_u$: 耐震壁のせん断強度時せん断ひずみ
 ${}_sV_u$: 耐震壁のせん断強度 (kN)
 γ_1 : 第一折れ点のせん断ひずみ
 ${}_bV_y$: 耐震壁曲げ強度時の入力せん断力 (kN)

$${}_s\gamma_u = \frac{{}_s\tau_u}{G_{trs1}} - \gamma_o$$

(2-58)

${}_s\tau_u$: せん断強度時の平均せん断応力 (MPa)
 G_{trs1} : せん断ひび割れ後のマクロ的なせん断剛性 (MPa)
 γ_o : 軸方向力によるトラス剛性出発点のシフト分

但し、第一折れ点が曲げせん断ひび割れによって決まる場合には、 γ_o は無視する。

$${}_s\tau_u = \frac{{}_sV_u}{l_w t_w}$$

(2-59)

l_w : 壁全長 (mm)

t_w : 壁厚 (mm)

$$G_{trsl} = \frac{1}{\left[\frac{1}{K_2 \cos^2 \theta_{t1} \sin^2 \theta_{t1}} + \frac{\tan^2 \theta_{t1}}{K_x} + \frac{1}{K_y \tan^2 \theta_{t1}} \right]}$$

(2-60)

K_2 : 壁板のコンクリートの斜め方向圧縮バネ (MPa)

K_x : 壁板横筋に外周フレームによる拘束効果を反映させた
水平方向バネ (MPa)

K_y : 側柱主筋と壁縦補強筋による鉛直方向バネの剛性 (MPa)

$$K_2 = 0.7 E_c$$

(2-61)

$$K_x = p_{sx} E_s + K_f$$

(2-62)

$$K_y = p_{sy} E_s$$

(2-63)

E_c : コンクリートのヤング係数 (MPa)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (MPa)

p_{sx} : 横方向の等価鉄筋比

p_{sy} : 縦方向の等価鉄筋比

K_f : 外周フレームによる拘束効果を示した水平方向抵抗バネ
の剛性 (MPa)

$$p_{sx} = \frac{[a_{wh} + 0.5(a_u a_{gs} + a_b a_{gs})]}{t_w h}$$

(2-64)

a_{wh} : 壁内の横筋の全断面積 (mm²)

$a_u a_{gs}$: 壁の上に位置する梁主筋とスラブ筋の断面積の合計 (mm²)

${}_b a_{gs}$: 壁の下に位置する梁主筋とスラブ筋の断面積の合計 (mm²)

但し、最下層と最上層の梁主筋とスラブ筋は無視

h : 一層耐震壁の場合は、内法高さ (mm)

連層耐震壁の場合は、階高 (mm)

$$p_{sy} = \frac{[a_{wv} + {}_t a_c + {}_c a_c]}{{}_w l_w}$$

(2-65)

a_{wv} : 壁内の縦筋の全断面積 (mm²)

${}_t a_c$: 引張側柱主筋の全断面積 (mm²)

${}_c a_c$: 圧縮側柱主筋の全断面積(mm²)

$$K_f = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{22.5E_{cc}I_e l}{{}_w h^4} & \text{連層耐震壁の最上層、最下層} \\ \frac{360E_{cc}I_e l}{{}_w h^4} & \text{一層耐震壁} \end{array} \right\}$$

(2-66)

${}_c I_e$: 側柱の断面二次モーメント (mm⁴)

l : 側柱の中心間距離 (mm)

$$\gamma_o = \frac{\sigma_o}{K_y \tan \theta_{t1}}$$

(2-67)

σ_o : 軸方向応力度 (MPa)

K_y : 側柱主筋と壁縦補強筋による鉛直方向バネの剛性 (MPa)

θ_{t1} : トラス剛性の主圧縮方向角度 (degree)

なお、トラス剛性の主圧縮方向角度 θ_{t1} を求める際の手法としては、以下の3通りの方法があり、シアスパン比が2.0を超える場合には、(3)の方法が、また、シアスパン比が2.0以下の場合には、(1)の方法が推奨されている。本研究の耐震壁のシアスパン比は、小型試験体では、1540mm/1800mm=0.856であり、大型試験体では、2260mm/3000mm=0.753となっている。ゆえに、本研究における耐震壁のトラス剛性の主圧縮方向角度は、 $\theta_{t1}=45^\circ$ とする。

- (1) $\theta_{t1}=45^\circ$ とする場合
- (2) θ_{t1} をせん断終局強度時の角度とする場合
- (3) θ_{t1} を最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づいて算定する場合

<終局時せん断ひずみ>

終局時せん断ひずみ γ_3 は、図 2-1に基づいて、算定する。なお、耐震壁曲げ降伏後のトラス剛性 G_{trs2} は、曲げ降伏前のトラス剛性 G_{trs1} において、引張側柱主筋及び壁板内全縦筋による縦方向バネ及び外周フレームによる水平抵抗バネを無視し、コンクリートの斜め圧縮バネを以下の式に変更する事で求められる。

$$K_2 = (5 \times 10^{-4} \sigma_B) E_c$$

(2-68)

σ_B : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)

2.3. 基礎梁の設計法とその問題点

日本建築センターの文献 [2-8]によると、基礎構造には、大地震時においても上部構造からの鉛直及び水平荷重を地盤に伝達できる性能が求められるとある。また、設計時に注意する点としては以下の 3 点が指摘されている。

- (1) 基礎構造は、原則として上部構造の必要保有水平耐力に見合う水平耐力を確保するものとする。但し、上部構造の構造特性係数が 0.4 より大きい場合で、基礎構造として靱性を有する杭を用いる場合には、基礎構造の必要保有水平耐力を上部構造の構造特性係数にして 0.4 に相当する値まで低減してもよい。
- (2) 杭頭条件は、原則として、固定して計算する。
- (3) 杭に生じる杭頭拘束モーメントは、基礎を介して基礎梁で負担するものとする。

現在、地震力に対する基礎構造の設計手法で規準化できるものは確立されておらず、設計者の判断に委ねられる部分が多い。これは、基礎に対する考え方として、危険側のもの（1次設計のみを行い、2次設計は行わない）から、安全側のもの（上部構造の保有水平耐力に見合うだけの水平耐力を基礎構造に所持させる）まで、様々な考え方が提案されており、一意に設計手法を定めるのが困難であるのである。日本建築センターによる設計法では、「原則として、上部構造の必要保有水平力に見合う水平耐力を確保するもの」としながら、上部構造の構造特性係数が 0.4 より大きい場合については杭の保有水平耐力の実際の確保が困難なことが多い為に、「靱性を有する杭を用いる場合には、基礎構造の保有水平耐力を上部構造の構造特性係数にして 0.4 相当まで低減しても良い」とするなどの妥協策をとっている。つまり、ある一つの構造物を構成する上部構造と基礎構造に対して、それぞれを異なる地震荷重で設計している事となる。例えば、ラーメン構造物において、同じ接合部に接続されている柱と梁を、別々の地震荷重で設計する事を想像すれば、その曖昧さが良く分かるであろう。このような設計が行われれば、各部材がどのように変形し、損傷を受けるかを予測する事は困難になる。その結

果、各部材の合理的な設計が行う事が困難になる。

また、具体的に基礎梁の一次設計及び二次設計で検討されるべき項目としては、以下のようなものが挙げられている。

<一次設計>

- 基礎に浮き上がりを生じさせないようにする。
- 杭頭モーメントの曲げ戻し応力を基礎梁心において、左右の梁にスパン長さの逆比に分配して求める。
- 杭頭モーメントの曲げ戻し応力に対する検討とは別に、基礎梁の軸方向鉄筋の許容耐力が、地震時一階耐力壁の作用せん断力の 0.75 倍以上あることを確認する。
- 基礎梁のあばら筋の許容引張耐力の総和が一階耐力壁内の縦筋の許容引張耐力以上ある事を確認する。

<二次設計>

- 基礎梁検討用応力は、杭頭モーメントによる曲げ戻し応力とする。
- 上部構造の必要保有水平耐力の 50%に相当する引張力が基礎梁に作用するとして、基礎梁の軸方向鉄筋量（腹筋も含む）の検討を行う。
- 杭のせん断強度が、杭曲げ降伏時せん断力の 1.1 倍以上ある事を確認する。

張間方向の基礎梁の設計で特に注目すべきは、上部構造負担水平力に対する軸方向鉄筋量の検討である。これは、耐震壁終局時の破壊メカニズムを想定し、耐震壁脚部が基礎梁から離間し、水平せん断力の伝達が圧縮柱脚部のみによって行われるという工学的判断によるものである。その結果、圧縮杭と引張杭が負担するせん断力の割合を 1 : 1 とすると、基礎梁を介して圧縮柱脚部から、引張杭に伝達される引張軸力は、上部構造負担水平力の 50%（二次設計時）となる。この設計手法では、架構の終局メカニズム（連層耐震壁脚部の離間）を想定する事によって、基礎梁に作用する引張力の算定を行っている点が特徴であるが、以下のような問題点が考えられる。

- (1) 終局時に至るまでの変形メカニズムが不明である。
- (2) 耐震壁から伝達される外力や、耐震壁と基礎梁の変形の適合性に関する検討が皆無である。

(1)に関しては、終局時破壊メカニズムに至る前の水平力抵抗機構に関する考察が行われていない為、現在、しばしば用いられるようになった性能評価型の設計法を、耐震壁や基礎梁に適用できない点が大きな問題である。

また、(2)に関しては、基礎梁の設計は、杭や耐震壁から完全に切り離されて行われている。その結果、耐震壁側から見れば、基礎梁は剛でないので、基礎梁が変形することにより、耐震壁は基礎固定とした通常の設計によって求められる剛性や耐力を発揮できない可能性がある。また、基礎梁側から見れば、耐震壁から伝達される外力（耐震壁せん断補強筋による引張力やコンクリートを介して伝達される圧縮力）に関する考察も行われていない。ゆえに、架構全体の地震力に対する抵抗機構は明らかになっておらず、各部材の設計も安全側であるのか、危険側であるのか判断できない状態になっている。ゆえに、このような問題点を解決する為には、上部構造及び下部構造を一つの構造要素として考察する事が不可欠である。

2.4. スラブ付き梁の有効幅に関する研究

床スラブの軸方向補強筋は、基礎梁上端筋と共に基礎梁上端に作用する引張力に抵抗するものと考えられるが、スラブ筋の寄与を考慮する為には、スラブの有効幅を求める必要がある。床スラブの有効幅を算定する手法は、既往の研究で多く提案されているが、用いる手法によって寄与率が大きく変わってくる。そこで、本研究では、床スラブの有効幅の算定式を 5 つ選択し、実験結果と比較する事とした。以下に算定式を示す。

2.4.1 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 [2-9] では、部材の弾性剛性を評価する際に用いる T 字梁の板部の協力幅は以下の式で算定される。

$$\frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合 } \quad b_a = (0.5 - 0.6 \frac{a}{l})a \quad (2-69)$$

$$\frac{a}{l} \geq 0.5 \text{ の場合 } \quad b_a = 0.1 \cdot l \quad (2-70)$$

a : 材のフランジ幅 (mm)
 l : 材のクリアスパン間距離 (mm)

ゆえに本実験試験体では、以下のように有効幅が求められる。

小型試験体 :

$$\frac{a}{l} = \frac{900_{mm} - 100_{mm}}{1800_{mm} - 160_{mm}} = 0.488 < 0.5 \text{ より、} \quad (2-71)$$

$$\begin{aligned} b_a &= (0.5 - 0.6 \frac{a}{l})a \\ &= (0.5 - 0.6 \frac{800_{mm}}{1640_{mm}}) \cdot 800_{mm} = 165.9_{mm} \end{aligned} \quad (2-72)$$

大型試験体 :

$$\frac{a}{l} = \frac{1500_{mm} - 150_{mm}}{3000_{mm} - 260_{mm}} = 0.493 < 0.5 \text{ より、} \quad (2-73)$$

$$b_a = (0.5 - 0.6 \frac{a}{l})a$$

$$= (0.5 - 0.6 \frac{1350_{mm}}{2740_{mm}}) \cdot 1350_{mm} = 275.9_{mm}$$

(2-74)

2.4.2 日本建築センター及びプレハブ建築協会

日本建築センター^[2-8]による文献及びプレハブ建築協会^[2-10]による文献によると、梁の曲げ耐力算定時に、スラブが引張側となる場合には、梁片側で 1000mm の範囲のスラブ内の鉄筋を引張筋として算定してよいとある。これに従うと、スラブの有効幅は以下のように算定できる。

小型試験体：

$$b_a = 1000_{mm} \times 0.15 = 150_{mm}$$

(2-75)

大型試験体：

$$b_a = 1000_{mm} \times 0.25 = 250_{mm}$$

(2-76)

2.4.3 ACI Code and Commentary

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)^[2-11]によれば、T字梁のスラブ有効幅は以下の条件を満たすように算定される。

- (1) T字梁のフランジの幅は、梁のスパン長さの 1/4 を超えない
- (2) 梁端からの有効幅は、スラブ厚の 8 倍を超えない
- (3) 梁端からの有効幅は、梁の材軸と直交方向のクリアスパンの 1/2 を超えない

ゆえに本試験体に関しては、以下のように有効幅が算定できる。

小型試験体：

$$(1) 2b_a + a = 2b_a + 100_{mm} \leq \frac{l}{4} = \frac{1640_{mm}}{4} = 410_{mm} \quad \text{ゆえに、} b_a \leq 155_{mm}$$

(2-77)

$$(2) b_a \leq 8w_s = 8 \cdot 50_{mm} = 400_{mm}$$

(2-78)

$$(3) \quad b_a \leq \frac{l_t}{2} = \frac{900_{mm} - 100_{mm}}{2} = 400_{mm}$$

(2-79)

ゆえに、 $b_a \leq 155_{mm}$

大型試験体：

$$(1) \quad 2b_a + a = 2b_a + 150_{mm} \leq \frac{l}{4} = \frac{2740_{mm}}{4} = 685_{mm} \quad \text{ゆえに、} b_a \leq 267.5_{mm}$$

(2-80)

$$(2) \quad b_a \leq 8w_s = 8 \cdot 70_{mm} = 560_{mm}$$

(2-81)

$$(3) \quad b_a \leq \frac{l_t}{2} = \frac{1500_{mm} - 150_{mm}}{2} = 675_{mm}$$

(2-82)

ゆえに、 $b_a \leq 267.5_{mm}$

2.4.4 R. ParkとT. Paulayの文献

ACIによるスラブの有効幅は、文献 [2-12] で指摘されているように、弾性理論に基づいたものであるが、フランジ部分が引張を受ける際には、当然スラブ内の鉄筋が曲げ耐力に寄与する事が想定される。R. ParkとT. Paulay[2-12]は近似として、ウェブの両端に位置するスラブ厚の4倍分の幅を持つフランジ内の鉄筋を梁の引張鉄筋として扱っている。

小型試験体

$$b_a = 50_{mm} \times 4 = 200_{mm}$$

(2-83)

大型試験体

$$b_a = 70_{mm} \times 4 = 280_{mm}$$

(2-84)

2.4.5 T. Paulay とM. J. N. Priestleyの文献

2.4.1 から 2.4.4 で示した有効幅は、いずれもスラブ厚やスパン長さから求められたものであり、柱やはりの寸法には依存していない。T. Paulay とM. J. N. Priestley[2-13]は、スラブ筋の定着に有効な端部の梁が無く、スラブに柱が直接取り付けられているものに関して、図 2-2に示すように柱幅の2倍を引張鉄筋として考慮する事のできるフランジの有効幅として取り扱っている。本研究では、柱部材として杭を取り扱うので、スパン長さやスラブ厚から決まる有効幅よりも、杭幅で決まる有効幅の方が大きくなる。

小型試験体：

$$2b_a + a = 2b_a + 100_{mm} = 350_{mm} \times 2 = 700_{mm}$$

$$\text{ゆえに、} b_a = 300_{mm}$$

(2-85)

大型試験体：

$$2b_a + a = 2b_a + 150_{mm} = 440_{mm} \times 2 = 880_{mm}$$

$$\text{ゆえに、} b_a = 365_{mm}$$

(2-86)

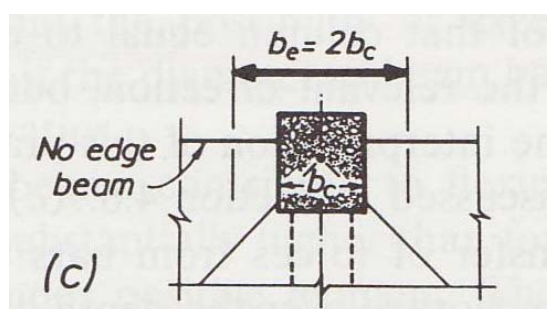


図 2-2 端部の梁が無い場合のスラブ有効幅

各算定法で求めたスラブの有効幅を 表 2-1 に示す。スパン長さ、スラブ厚、杭幅の順に、考慮できるスラブの有効幅が増大している事が分かる。小型試験体（詳細は 3 章で説明する）に関しては、評価法によって最大で 2 倍、大型試験体（詳細は 3 章で説明する）に関しては最大で 1.5 倍の差が生じる。小型試験体の方が、差が大きい理由としては、小型試験体では、載荷装置の関係で、杭径を試験体と同じ縮尺で再現しておらず、各部材の寸法に対してやや大きい寸法になっている為である。

表 2-1 本実験試験体のスラブ有効幅

文献	対象	決定要因	小型試験体	大型試験体
AIJ	弾性計算	スパン長さ	166mm	276mm
日本建築センター	曲げ強度計算	スパン長さ	150mm	250mm
ACI	弾性計算	スパン長さ	155mm	268mm
Park and Paulay	曲げ強度計算	スラブ厚	200mm	280mm
Paulay and Priestley	曲げ強度計算	杭幅	300mm	365mm

2. 5. 骨組構造の杭頭接合部の応力伝達に関する研究

中高層以上の建物の基礎にしばしば用いられる場所打ち杭は、二次設計が義務付けられていない為、大地震に対する設計手法は、設計者に委ねられている部分が多い。しかしながら、杭基礎の構造性能に関する研究例は極めて少なく、特に大地震時において、複雑な応力状態になる事が予想される杭頭接合部の強度及び変形性能を定量的に評価する事は、今後、性能評価設計を導入して行く上で非常に重要である。

小林ら^{[2-14][2-15]}は、大地震時における場所打ち杭の変形特性を考慮した力学モデルを製作する事を目的として、骨組構造下の杭基礎を対象とした杭頭－基礎梁の部分架構実験を行っている。また、米澤ら^[2-16]は、小林らの载荷実験の結果を元に、3次元非線形FEM解析を行い、杭頭接合部の解析モデル及び解析手法の検討を行っている。本実験でも、杭から基礎梁に伝達される曲げ戻しモーメントの伝達経路が、基礎梁主筋の応力状態に大きな影響を与えるものと考えられる為、杭頭接合部における応力伝達機構を十分に検討する必要がある。

2. 5. 1 小林らによる場所打ち杭－基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究

小林らは、杭、パイルキャップ、基礎梁からなる中柱下を模擬したT字型の部分架構試験体を計4体^[2-14]、側柱下を模擬したト型の部分架構試験体を計3体^[2-15]製作し、静的正負交番繰り返し加力を行っている。各試験体の縮尺は1/3である。試験の主な目的は、杭主筋の付着、定着性能及び杭頭部の力学性能の評価である。パイルキャップでは、杭の主筋定着位置と基礎梁主筋の曲げ引張領域が交差する為、杭主筋の付着性状の劣化が懸念される。

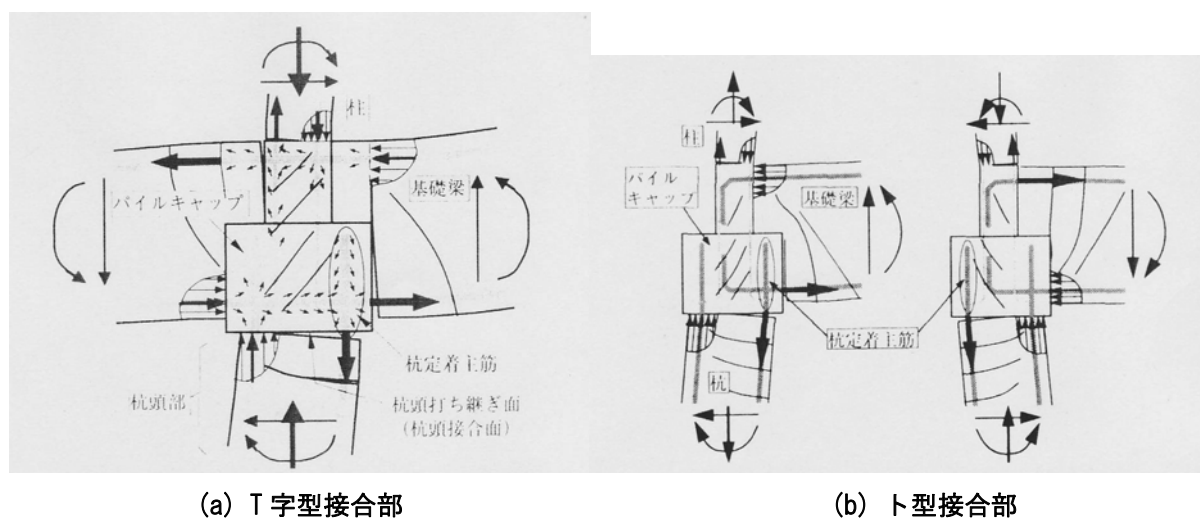


図 2-3 小林らによる载荷実験で想定された杭頭接合部における応力伝達機構

そこで、杭曲げ降伏時における基礎梁の曲げ耐力の余裕度と、杭主筋の定着長さを実験変数とした実験が行われた。各試験体とも、杭頭が曲げ破壊するように設計されている。T字型試験体に関しては、基礎梁の余裕度は1.1 ～ 2.0であり、ト型試験体に関しては、1.08 ～ 1.77である。但し、ト型試験体に関しては、変動軸力が作用する為、基礎梁の余裕度も作用する軸力によって変化する。試験体の形状を図 2-4に、実験変数を表 2-2に示す。

T字型試験体の载荷方法は、PC鋼棒を介して一定軸力を与えつつ、杭端に水平力を与えている。梁両端はピンローラーで固定し、水平力に関しては、基礎梁側面でピン支持として反力を取っている。一

方、ト型試験体に関しては、柱端側面及び杭端側面においてピンローラーで固定し、基礎梁上下方向に繰り返し載荷を行っている。なお、図 2-4(b)に示すように、軸力増大時に限り、杭が負担する水平力を再現する為に基礎梁側面に水平力を入力している。杭及び柱に関しては、変動軸力を与えている。杭のせん断スパン比は、水平地盤反力係数を変化させた数値解析の結果から、2.5 としている。載荷制御に関しては、両試験体とも、杭端の水平変位が用いられている。杭端の水平変位の測定方法は図 2-5 に示す通りである。

T 字型試験体に関する主な実験結果は以下の通りである。

- (1) いずれの試験体も、杭の曲げひび割れ、基礎の曲げひび割れが発生した後に、杭主筋の曲げ引張降伏が生じている。各試験体の荷重－変形関係は安定した履歴を描いており、基礎梁の曲げ降伏や、パイルキャップの破壊が生じない場合には、杭主筋の定着長さを主筋径の 40 倍程度にしておけば、安定した付着性状を発揮し、顕著な主筋のパイルキャップからの抜け出しは起こらない。
- (2) 杭主筋降伏時までの、杭端の水平変形成分は、杭の曲げ変形及びせん断変形成分、パイルキャップからの杭主筋の抜け出しによる変位成分、基礎梁の変形によるパイルキャップの回転と、パイルキャップのせん断変形成分の和で表す事ができる。

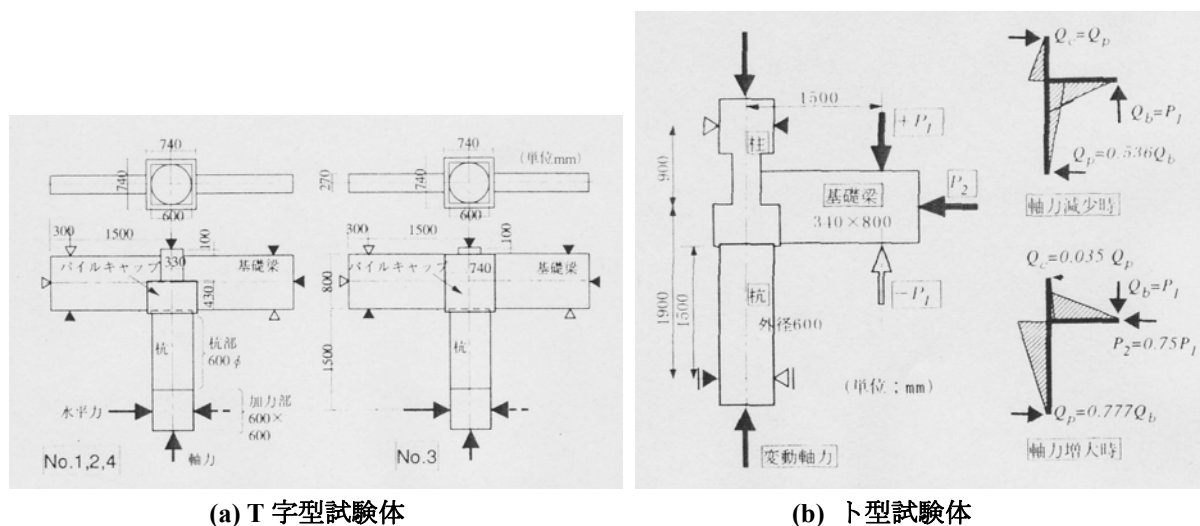


図 2-4 試験体形状と載荷方法

表 2-2 実験変数

(a) T 字型試験体

	杭主筋比 pg(%)	軸力 (MPa)	パイルキャップ成 ／基礎梁成	杭主筋の 定着長	Qbu^*/Qpu^{**}
No.1	0.70	2.5	0.5	40 d_{bt}	1.4
No.2	0.70	0.8	0.5	40 d_{bt}	2.0
No.3	0.70	2.5	1.0	74 d_{bt}	1.4
No.4	1.26	2.5	0.5	30 d_{bt}	1.1

(杭主筋 No.1～3; 28-D10, No.4; 28-D13, d_{bt} : 杭主筋径)

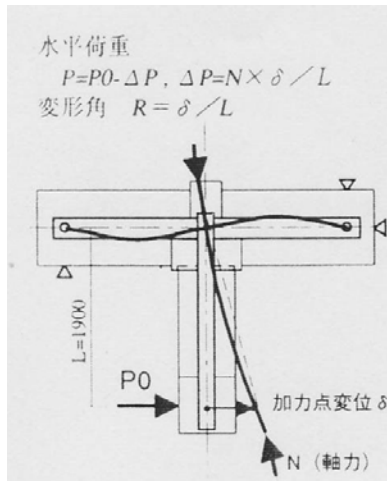
* Qbu : 基礎梁曲げ耐力時の水平力 (学会式による計算値)

** Qpu : 杭頭曲げ耐力時の水平力 (e 関数法による計算値)

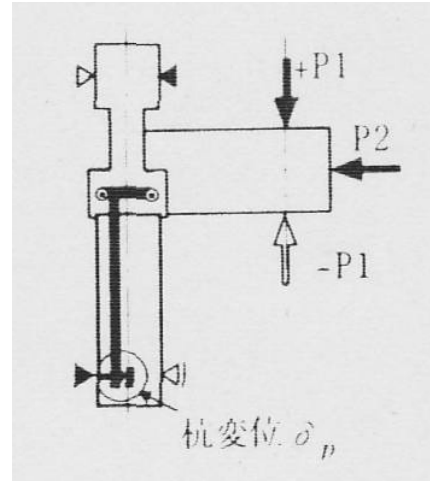
(b) ト型試験体

試験体	杭主筋比 (鉄筋)	杭補強筋比 (鉄筋)	D_{cap}/D_b^{*1} (杭主筋 定着長)	軸力 (MN)	Q_{bu}^{*2}/Q_{pu}^{*3}
No.5	$p_s = 0.7\%$ (28-D10)	$p_w = 0.12\%$ (D6@100)	0.5 (40 d_{bp}^{*4})	0.05 ^{*5} ～1.37 ^{*6}	1.77 ^{*5} ～1.44 ^{*6}
No.6	$p_s = 1.26\%$ (28-D13)	$p_w = 0.27\%$ (D10@100)	0.69 (40 d_{bp})	0.05 ～1.62	1.08 ～1.15
No.7	$p_s = 0.7\%$ (28-D10)	$p_w = 0.12\%$ (D6@100)	1.0 (65 d_{bp})	0.05 ～1.37	1.77 ～1.42

*1: D_{cap} はパイルキャップ成, D_b は基礎梁成, *2: Q_{bu} は基礎梁の終局曲げ耐力時 (建築学会略算式⁵⁾, パイルキャップ面位置で算定) の杭頭せん断力, *3: Q_{pu} は杭の終局曲げ耐力 (e 関数法⁶⁾, *4: d_{bp} は杭主筋径, *5: 軸力減少時, *6: 軸力増大時



(a) T字型試験体

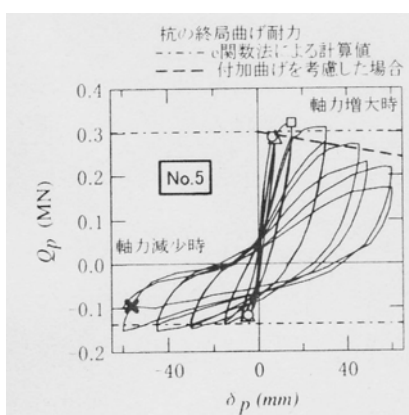


(b) ト型試験体

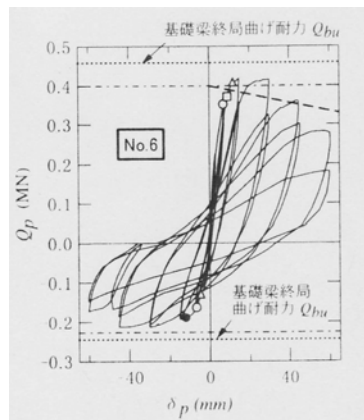
図 2-5 杭頭の水平変位の測定方法

また、ト型試験体に関する実験から得られた主な結論は、以下の通りである。

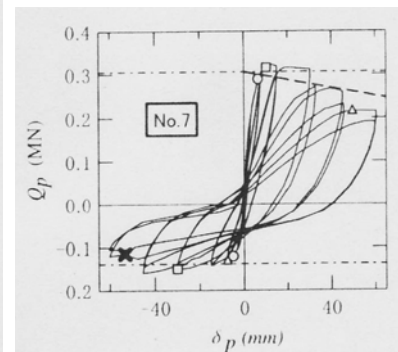
- (1) いずれの試験体も、杭主筋の曲げ降伏後に最大耐力に達した後、杭頭部の曲げ圧壊によって、耐力低下を起こした。この中でパイルキャップ内のひび割れが多く観測された試験体 No.6 のみに基礎梁下端筋の降伏が見られた。



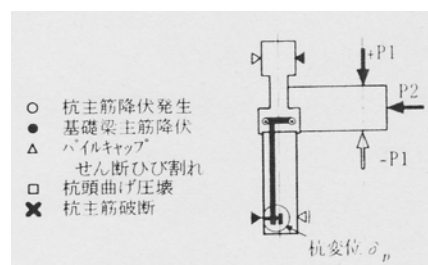
(a) 試験体 No.5



(b) 試験体 No.6

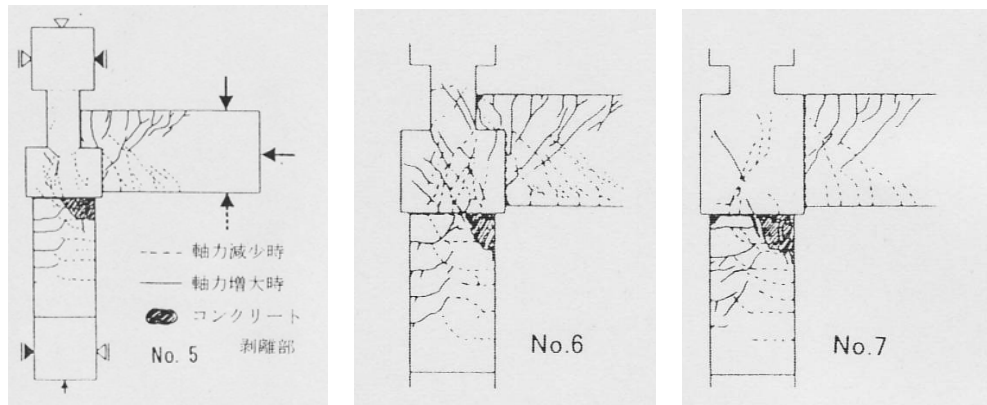


(c) 試験体 No.7



(d) 載荷方法

図 2-6 杭せん断力－杭端変形関係



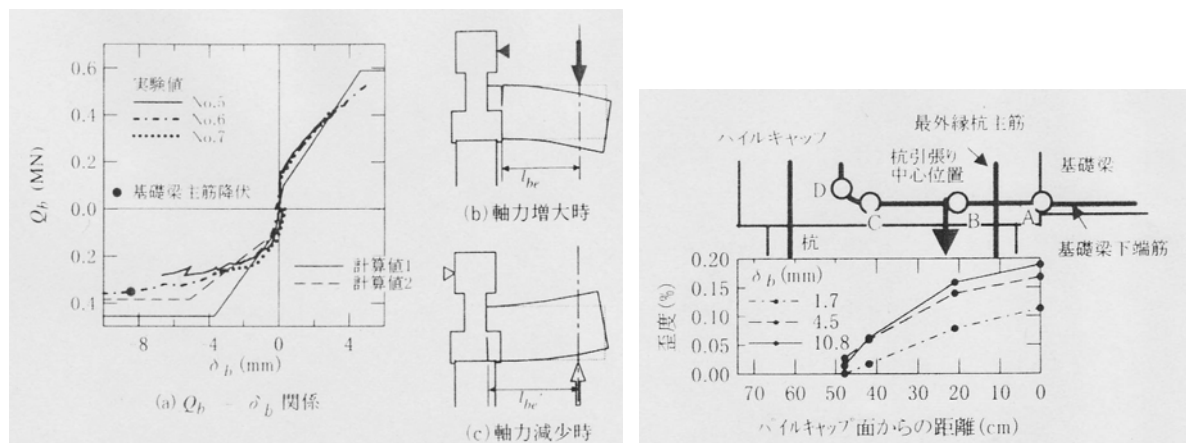
(a) 試験体 No.5

(b) 試験体 No.6

(c) 試験体 No.7

図 2-7 各試験体の最終ひび割れ状況

- (2) T型試験体と同様に杭主筋降伏時までの杭頭の水平変形成分は、基礎梁、パイルキャップ、杭のそれぞれの変形の和で表す事ができる。但し、杭の曲げ変形に関しては、変動軸力の影響を考慮する必要がある。また、パイルキャップからの抜け出しによる変位成分に関しても、部分架構の形状と軸力変動の影響を加味する必要がある。
- (3) 杭頭接合部を開く方向に載荷する際、基礎梁の終局曲げ耐力の実験値は、計算値を大きく下回った。これは、図 2-8(b)に示すように、パイルキャップ内に発生したひび割れによって、基礎梁主筋定着部の付着性状が低下する為である。したがって、杭頭接合部を開く方向に載荷する際には、基礎梁の危険断面位置をパイルキャップ端部ではなく、杭引張中心位置とする事によって、基礎梁の曲げ耐力を算定する事ができる。また、パイルキャップ内で基礎下端筋の付着劣化が起こる事から、基礎梁下端筋は、杭の圧縮領域まで延長して定着するのが好ましい。



(a) 基礎梁のせん断力-変形関係 (b) パイルキャップ内における基礎梁下端筋のひずみ分布

図 2-8 基礎梁のせん断力-変形関係とパイルキャップ内における基礎梁下端筋のひずみ分布

小林らの研究から、パイルキャップ内または近傍における基礎梁下端筋の挙動によって、基礎梁の曲げ性状が大きく左右される事が明らかになった。米澤ら [2-16]は、小林らの載荷実験で用いられた各試験体の 3 次元非線形 FEM 解析を行い、杭頭接合部の解析モデル及び解析手法の検討を行っている。これを次節に示す。

2.5.2 米澤らによる場所打ち杭頭接合部の3次元非線形FEM解析

米澤ら^[2-16]は、コンクリート系部材の非線形有限要素解析プログラムFINALを用い、材料非線形だけでなく、幾何学的非線形も考慮したFEM解析を行っている。米澤らは、計7体の試験体の解析を行っているが、ここでは、ト型試験体（計3体）の結果のみを示す。

解析モデルは図2-9(a)に示すように、対称性を考慮して、試験体の半分のみがモデル化されている。鉄筋モデルに関しては、図2-9(b)に示すように、杭主筋及び補強筋、パイルキャップ補強筋は、鉄筋層のみを有する四辺形要素を用いてモデル化し、基礎梁及び柱の補強筋は、コンクリート要素に鉄筋の剛性を重ね合わせてモデル化されている。また、基礎梁及び柱主筋は、トラス要素である。

コンクリートの力学特性を図2-9(c)に示す。コンクリートは、コア部分とカバー部分で別々にモデル化が行われており、コアコンクリートには、Ahmadモデルが用いられている。また、コンクリートの破壊条件は、Ottosenの4パラメータモデルにより決まる。コンクリートのひび割れ面におけるせん断伝達特性に関しては、Al-Mahaidiモデルが用いられている。

杭せん断力-杭頭変位関係を見ると、解析結果は実験結果を非常に良く再現しており、各試験体の破壊モードに関しても、全て杭頭の曲げ破壊に至り、実験と一致している。但し、杭頭において顕著な杭主筋の抜け出しが見られたNo.6試験体に関しては、コンクリートと鉄筋の両者の相対滑りを考慮しないモデルを用いていた為に、数値解析から求められた最大耐力が実験値と比べ若干大きくなっている。

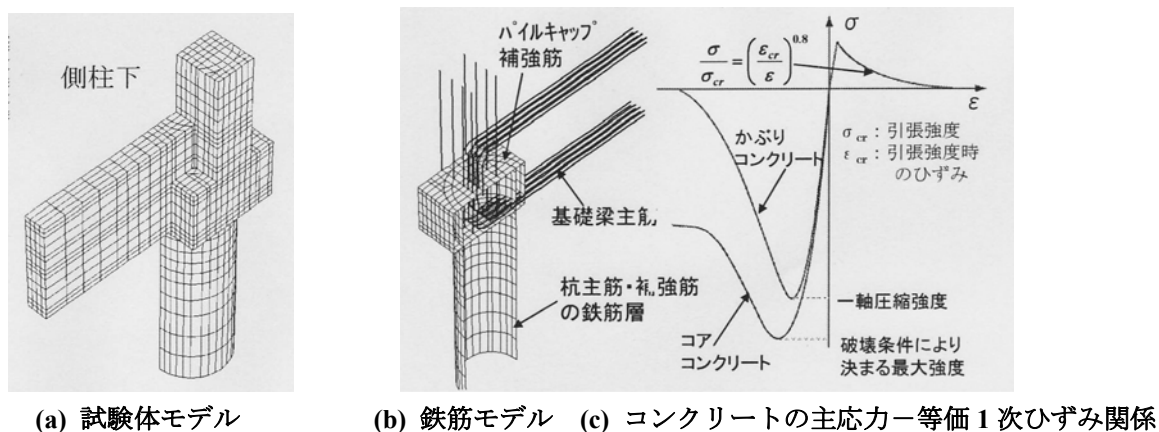


図 2-9 試験体モデルとコンクリートの履歴特性

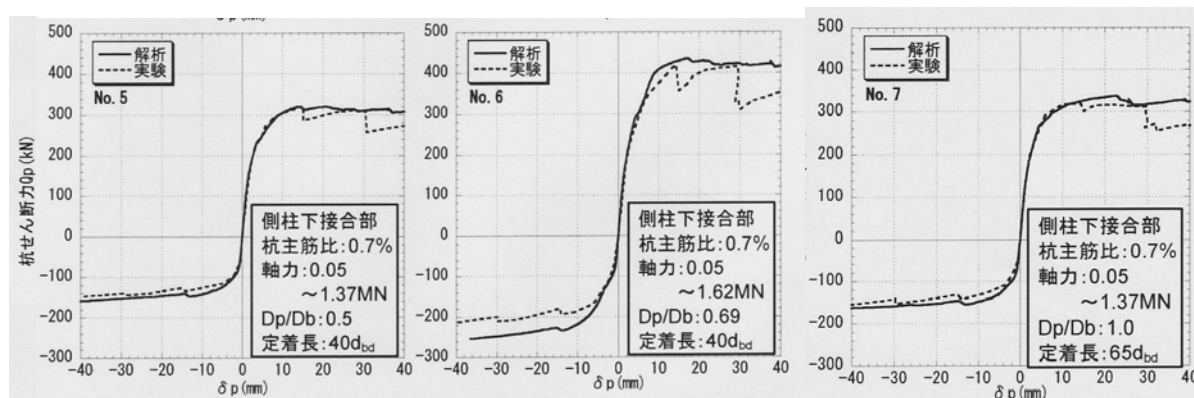


図 2-10 杭せん断力-杭頭変位関係

図 2-11に、杭頭接合部を開く方向に載荷した際の断面中心位置における主応力分布を示す。杭圧縮域から基礎梁圧縮域に向けて形成される圧縮ストラットの分布が確認でき、パイルキャップの形状によって、圧縮ストラットの伝達経路や幅が変化している事が分かる。

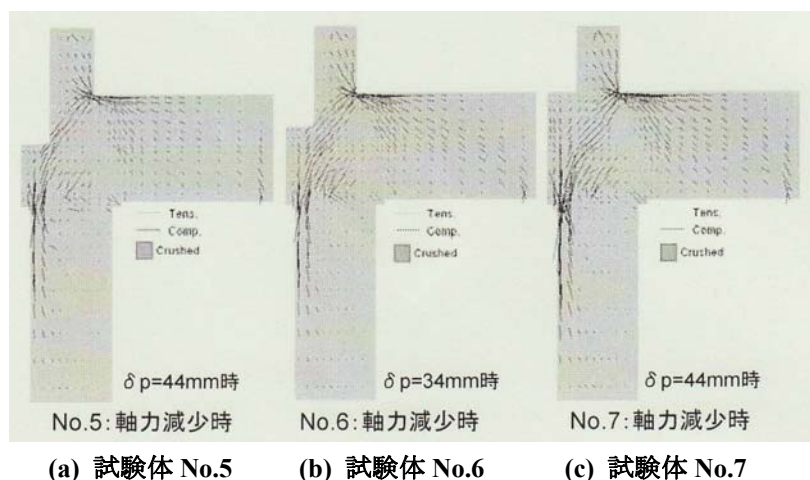


図 2-11 接合部を開く方向に載荷した際の断面中心位置における主応力分布

米澤らが行ったような FEM 解析による検討では、部材内の力の流れ（主応力分布）を把握する事ができる為、応力伝達機構を考慮したマクロモデル等を提案する際には、非常に有用な情報が得られる。本研究では、5 章において、岡村、前川らによる構成則に従った二次元 FEM 解析ソフト WCOMD による数値解析を行い、杭頭接合部内における主応力の分布を検討し、マクロモデルの構築に役立てている。

2.6. 上部構造、杭基礎及び地盤の連成挙動に関する研究

杭基礎に作用する荷重は、図 2-12に示すような種々の解析モデル（文献 [2-17]参照）によって計算される。上部構造を基礎の位置でピン支持として、上部構造に外力を作用させた際の支点反力を求めて、杭基礎に対する外力とするいわゆる分離方式による算定が簡便さから広く利用されている。（図 2-12(a)参照）しかし、杭基礎は荷重によって変位を生じる為、その影響を取り入れた解析モデルを用いると、モデル化の方法にもよるが、より実状に近い基礎に対する外力を得る事ができるものと考えられる。（図 2-12(b)参照）図 2-12(c)に示すような一体解析モデルは、基礎に作用する外力を求める為のモデルというよりもむしろ、上部構造と杭基礎を含む構造全体が外力の作用によって、使用限界、損傷限界を経て、終局限界に至る全過程を把握する為の理想的なモデルであるが、モデル製作には多大な労力が必要となる為、中間的なモデルも提案されている。（図 2-12(d)参照）

2.3 で述べた既往の基礎構造の設計法の問題点の一つとして、上部構造と下部構造の設計が別々に行われ、両者の変形の適合性が考慮されていない事をあげた。そこで、本節では、杭基礎と建築物連成の一体解析を実施した渡辺ら [2-19][2-20]の研究結果を紹介し、上下構造物の変形の適合性が考慮されない事によって、どのような問題が起こるかを把握する。また、地盤系における杭の挙動に着目し、7 章で行う上部構造－杭－地盤系の一体解析における評価指標とする。

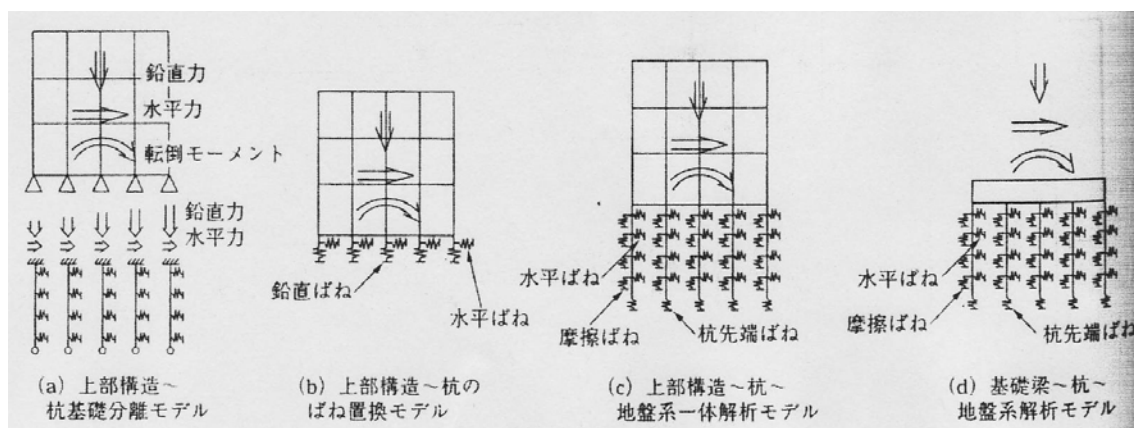


図 2-12 杭基礎に関する解析モデル

渡辺ら [2-19][2-20]が対象とした建物は、RC造地上 8F建ての共同住居であり、桁行き方向が 6 スパンのラーメン構造、張間方向が 1 スパンの連層耐震壁架構である。この対象建物は、桁行き方向の構造特性係数が $D_s=0.3$ 、張間方向に関しては、 $D_s=0.4$ となるように設計されている。地盤条件を図 2-14に示す。使用した地盤の種別は 2 種地盤である。杭基礎は場所打ちコンクリート杭であり、杭径は 1400mm ～ 1800mmとなっている。また、文献 [2-17][2-18]による地盤水平バネのモデル化の手法を 2.6.5 に示す。

本論文では、上部構造と下部構造の解析方法の違いに着目した解析 1 と、杭頭の接合条件に着目した解析 2 に分類して、渡辺らの研究結果を紹介する。解析 1 では、杭頭を剛接合として取り扱うが、解析 2 では、杭頭に回転バネを設置し、その耐力の違いが構造物の挙動に与える影響を評価する。

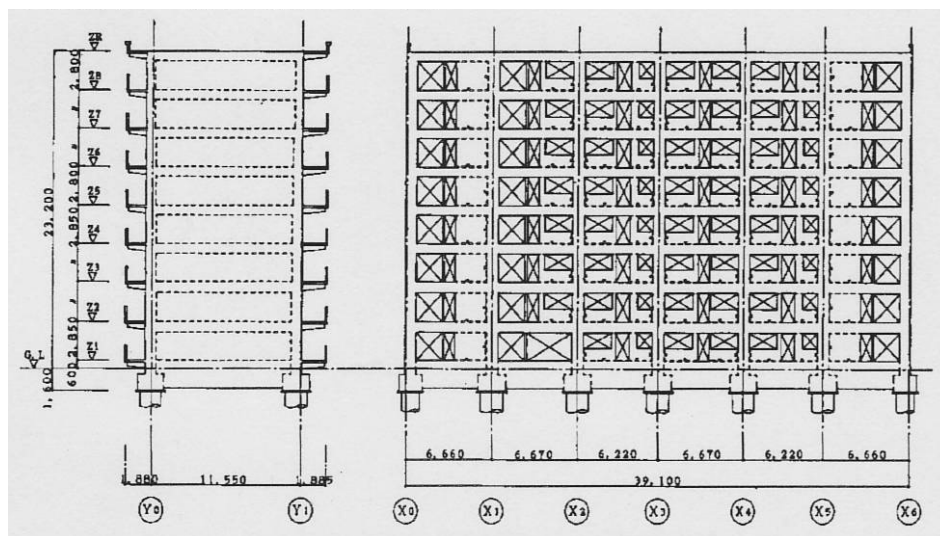


図 2-13 解析対象建築物一軸組図

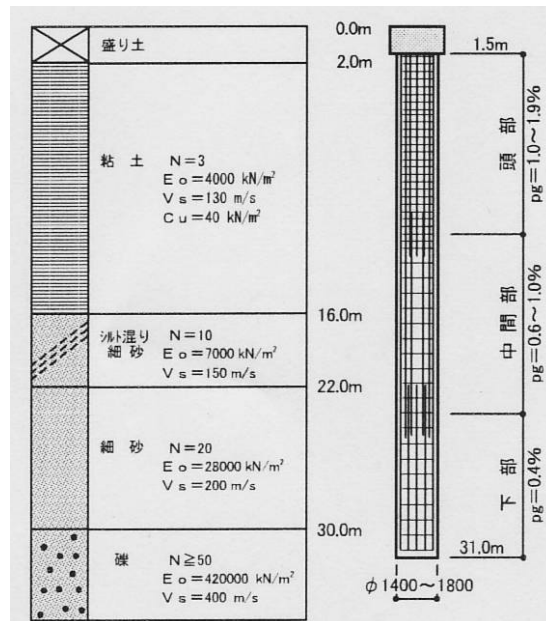


図 2-14 地盤条件と杭の仕様

2.6.1 渡辺らによる解析の概要 1

数値解析は、桁行き方向、張間方向の各構面で行われ、計 4 種類の方法でモデル化が行われた。図 2-15 に桁行き方向の解析モデルを示すが、張間方向に関しても、同様のモデル化が行われている。

- 一体モデル : 上部構造－杭基礎－地盤連成系モデル
- 分離モデル A : 基礎下をピン支持とした上部構造（以後、基礎固定モデル）と基礎梁－杭－地盤連成系を組み合わせたモデル（以後、分離モデル）で、上部構造からの水平荷重と鉛直荷重だけを考慮するモデル
- 分離モデル B : 基礎固定モデルと分離モデルを組み合わせたモデルで、上部構造からの水平荷重と鉛直荷重及び 1F 柱の柱脚曲げを考慮するモデル
- 単杭モデル : 基礎固定モデルにて解析した荷重を使い、杭－地盤系を弾性支承梁として、個々の杭応力を計算するモデル

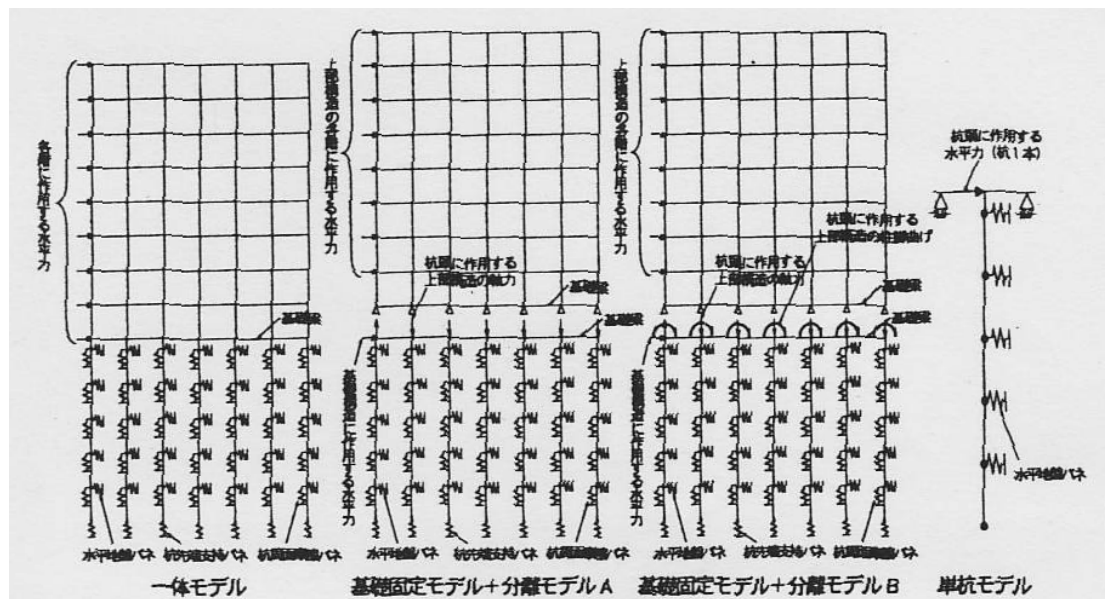


図 2-15 解析モデル

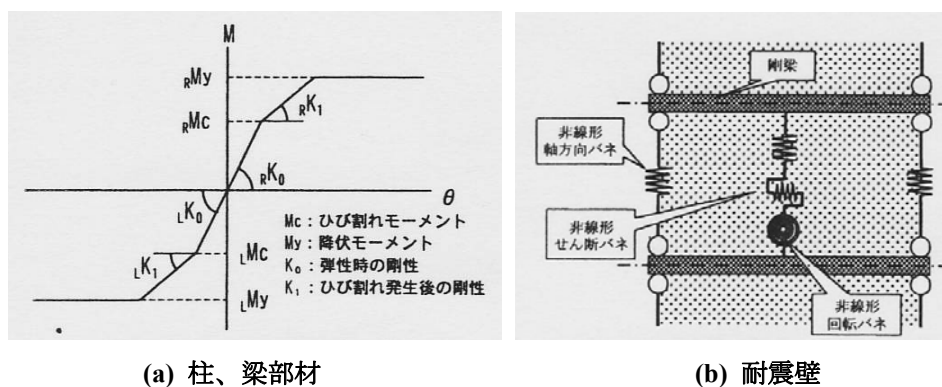
各構造部材に関しては、以下のようなモデル化が行われている。

(1) 柱部材、梁部材のモデル化

柱部材は柱脚及び柱頭部に、梁部材は両端に、tri-linear 型のモーメントー回転角関係をモデル化した。

(2) 耐震壁のモデル化

各階の梁を剛梁とし、構造柱を軸力のみを負担する柱（柱頭、柱脚はピン支持）、壁部材を曲げとせん断を負担する仮想柱にモデル化（壁谷沢モデル）した。



(a) 柱、梁部材

(b) 耐震壁

図 2-16 上部構造のモデル化

(3) 杭のモデル化

(a) 一体モデル、分離モデル

杭部材は tri-linear 型のモーメントー曲率関係でモデル化した。モデル化にあたっては、上部構造の必要保有水平耐力時（必要 D_s 相当時）の杭頭軸力を使用し、断面解析により計算したモーメントー曲率関係を基に、(面積 1) + (面積 3) = (面積 2) となるように杭の部材特性を設定した。なお、杭部材の分割長さは、杭径の 1/2 を目安に、GL-16m 付近までを 800mm、GL-16~22m 付近までを

2000mm、それ以深は、4000mm とし、分割区間内は曲率一定とした。

(b) 単杭モデル

弾性体として弾性支承梁に置換した。

(c) 杭とパイルキャップの接合部

杭とパイルキャップは剛結されているものと仮定した。

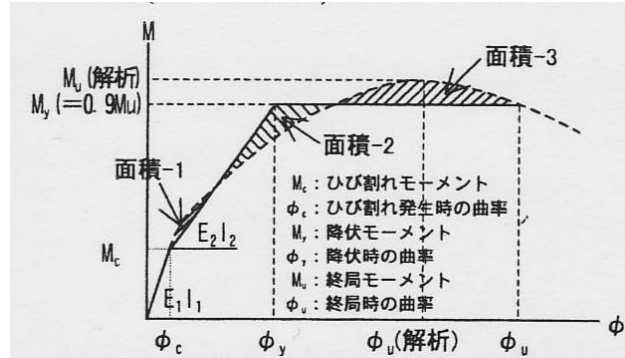


図 2-17 杭部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

(a) 杭周面の水平抵抗（水平地盤バネ）

一体モデル・分離モデルの水平抵抗は、B.B.Broms の最大地盤反力を上限値とする tri-linear 型の骨格曲線にモデル化した。初期剛性、第二剛性は以下の通りである。最大地盤反力（塑性水平地盤反力）の算定方法に関しては、2.6.5 で改めて説明する。

$$K_{ho} = 0.63E_o D^{-3/4} \quad (2-87)$$

$$K_{hl} = \frac{1}{3} K_{ho} \quad (2-88)$$

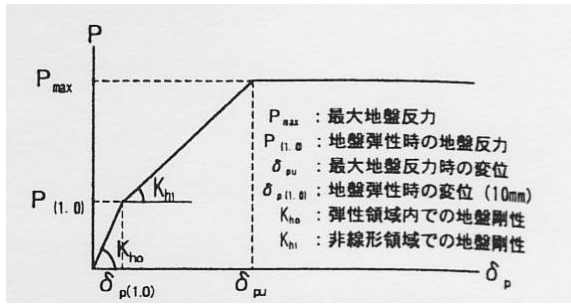
E_o : 地盤の変形係数

D : 杭径

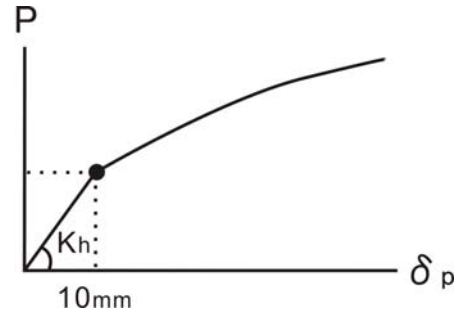
単杭モデルの水平抵抗は、以下の式で求められるモデルとした。但し、地盤反力の上限値は設定されていない。

$$K_h = 0.80E_o D^{-3/4} \cdot \delta_p^{-1/2} \quad (\delta_p > 10_{mm} \text{ の時}) \quad (2-89)$$

$$K_h = 0.80E_o D^{-3/4} \quad (\delta_p \leq 10_{mm} \text{ の時}) \quad (2-90)$$



(a) 一体モデル・分離モデルの水平地盤バネ



(b) 単杭モデルの水平地盤バネ

図 2-18 杭周面の水平地盤バネ

(b) 杭周面の摩擦抵抗（杭周面摩擦バネ）

杭周面の摩擦抵抗は、最大周面摩擦度を上限とする bi-linear 型の骨格曲線にモデル化した。

$$f_p = N/3 \text{ または } C_u$$

(2-91)

$$\delta_{fp} = 10_{mm}$$

(2-92)

f_p : 押し込み時の最大杭周面摩擦力度

N : N 値

C_u : 粘性土の非排水せん断強さ

δ_{fp} : 押し込み時の降伏変位

$$f_t = -0.8f_p$$

(2-93)

$$\delta_{ft} = -8_{mm}$$

(2-94)

f_p : 引き抜き時の最大杭周面摩擦力度

N : 引き抜き時の降伏変位

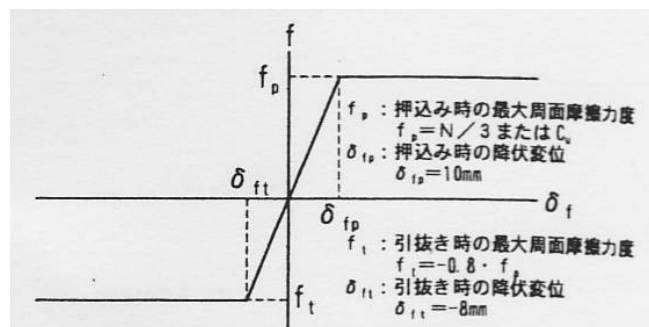


図 2-19 杭周面の摩擦バネ

(c) 杭先端の抵抗（杭先端バネ）

杭先端の抵抗は、極限支持力度を上限とする tri-linear 型の骨格曲線にモデル化した。

$$K_v = \frac{2E_o}{\frac{1}{2}\pi D(1-\nu^2)} \quad (2-95)$$

$${}_q p_u = 15\alpha \cdot \beta \cdot N \quad (2-96)$$

$${}_q p_y = \frac{1}{2} {}_q p_u \quad (2-97)$$

$$\delta_{pu} = 0.1D \quad (2-98)$$

- K_v : 初期剛性
 ${}_q p_u$: 極限支持力度
 ${}_q p_y$: 降伏時の支持力度
 δ_{pu} : 極限支持力度時の変位
 δ_{py} : 降伏時の変位
 α :
 β :
 E_o : 地盤の変形係数
 D : 杭径
 ν :

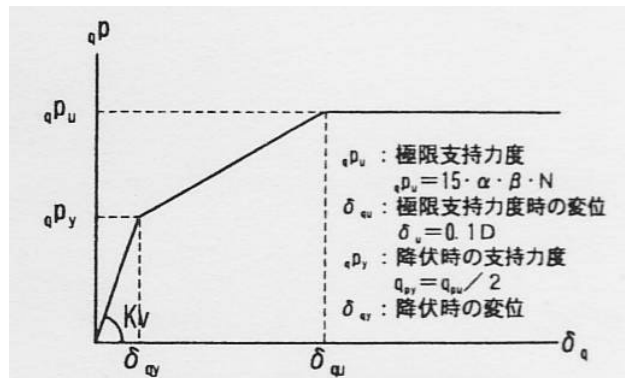


図 2-20 杭先端の支持バネ

2.6.2 渡辺らによる解析の結果1

まず、桁行き方向の解析結果に注目する。上部構造の層せん断力-層間変位関係を 図 2-21 に示す。比較するのは、一体モデルと基礎固定モデルである。基礎固定モデルと比較すると、一体モデルの方が同一ベースシヤーにおける層間変位が小さくなっている。これは、基礎の変形を許容しない基礎固定モデルでは、上部構造に入力された地震荷重を効率的に地盤へと伝達できるのに対し、一体モデルでは、地震力が杭を介して地面に伝達される。大きな地震力が作用し、今まで効果的に抵抗していた杭が変形し、その剛性が低下すると、より効果的に抵抗できる他の杭に地震力が流れる。このような挙動が起これば、上部構造は基礎固定時に予測された所定の性能を発揮する事が出来なくなり、耐力低下や剛性低下が起こればと考えられる。図 2-22 を見ると、同一ベースシヤーに対し、一体モデルと比較し、基礎固定モデルの方が梁端塑性ヒンジの形成箇所が少なく、より効率的に地震力に抵抗しているのが分かる。

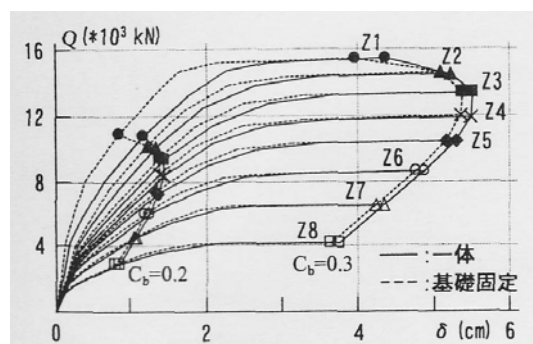


図 2-21 層せん断力-層間変位曲線

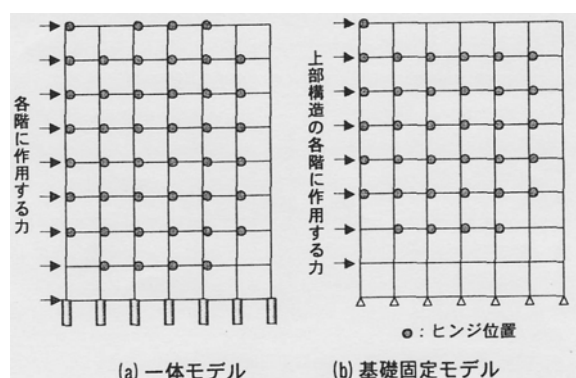


図 2-22 梁の降伏状況 ($C_b=0.25$)

次に、杭基礎のモデル化手法の違いが、その性状に与える影響を明らかにする。図 2-23(a) に水平荷重-杭頭変形曲線を示す。分離モデルからは、一体モデルに比較的近い解析結果が得られており、柱脚モーメント、軸力を再現した分離モデルBに関しては、一体モデルとほぼ一致している。一方、単杭モデルに関しては、水平変形が非常に小さく抑えられており、 $C_b=0.30$ 付近では、一体モデルのほぼ半分の水平変形となっている。

図 2-23(b) に示す杭体曲げモーメント分布を見ると、単杭モデルでは、杭頭のモーメントが大きく、地中の最大モーメントは逆に小さくなる事が分かる。一方、一体モデルでは、逆に杭頭のモーメントが一番小さくなっており、地中の最大モーメントはすべてのモデルの中で最も大きい。このように、杭頭に作用するモーメントの大きさがモデルによって異なる理由としては、杭頭固定度が関係していると思われる。単杭モデルでは、杭頭の境界条件が固定端となる為、杭頭は非常に強固に拘束され、

それに抵抗する大きなモーメントが作用する。一方、一体モデルでは、基礎梁の変形を許容する為、杭頭固定度が低く、杭頭に作用するモーメントは小さくなる。単杭では、地中のモーメントが小さくなるので、杭頭の水平変形は小さくなる。一方、一体モデルでは、杭頭に作用するモーメントは小さいものの、地中に作用するモーメントが大きい為、結果として杭頭の水平変形が大きくなる。

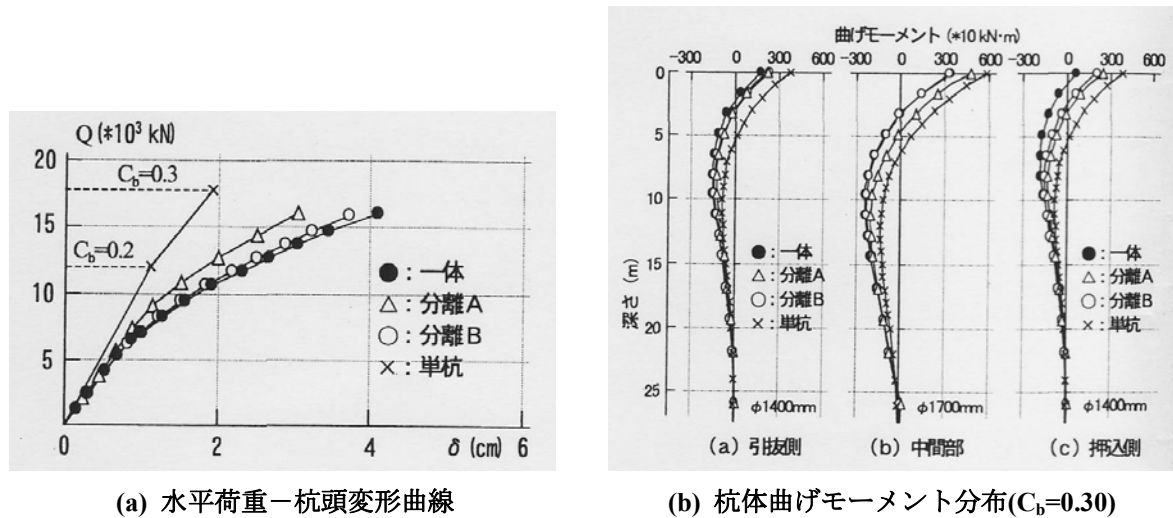


図 2-23 桁行き方向の杭の性状

次に、張間方向の解析結果に注目する。図 2-24(a)に張間方向層せん断力－層間変形角関係を、また図 2-24(b)に張間方向層せん断力－補正層間変形角関係を示す。なお、補正層間変形角とは、層間変形角から、基礎の鉛直変位によるロッキング成分を差し引いたものである。基礎固定モデルに比べ、一体モデルの水平剛性は非常に小さくなっているが、図 2-24(b)において、一体モデルと基礎固定モデルの復元力特性がほぼ一致する事から、両者の剛性差はロッキング成分によるもので、スウェイ成分の影響はほとんど無いと考えられる。

また、ロッキング成分を取り除いた復元力特性が一体モデルと基礎固定モデルで一致するのは、一体モデルの耐震壁が、非常に剛な基礎梁の上に設置されている為である。ゆえに、杭に関しても、一体モデルと分離モデルの性状（発生応力、変位）は、ほぼ一致している。

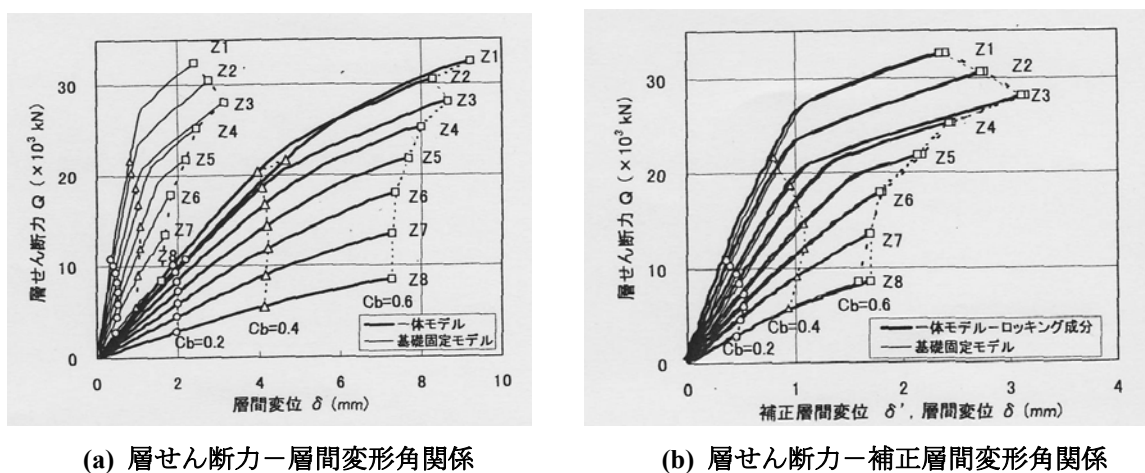
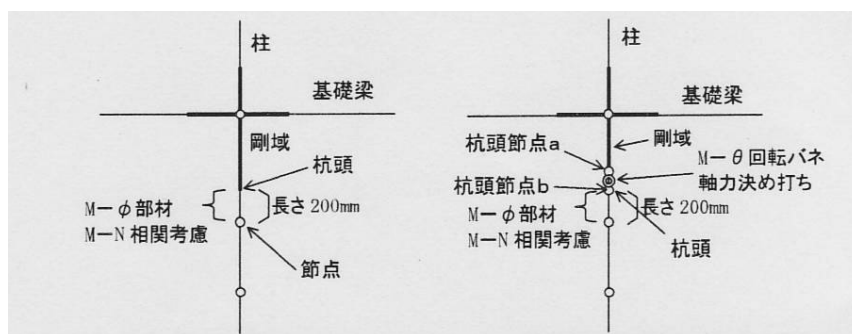


図 2-24 張間方向層せん断力－層間変位関係

2.6.3 渡辺らによる解析の概要2

解析 2 では、一体モデルを用いて、杭頭の接合状況が構造物の挙動に与える影響を明らかにする事を目的とした数値解析が行われた。杭頭接合部の回転バネは、図 2-25(b)に示すように設定される。回転バネは、杭頭接合部からパイルキャップへの定着鉄筋の抜け出しによる回転変形を考慮して、モデル化され、モーメントー回転角関係は以下の算定式に基づいて、図 2-26のように設定される。なお、最外縁の主筋が降伏する時の曲げ耐力及び杭頭接合部の終局曲げ耐力は、鉄筋の降伏強度を設計基準強度の 1.1 倍、コンクリートの圧壊ひずみを 3000μ として断面解析によって算出する。



(a) 杭頭剛接合モデル (b) 杭頭接合部回転バネモデル

図 2-25 杭頭接合部近傍のモデル化

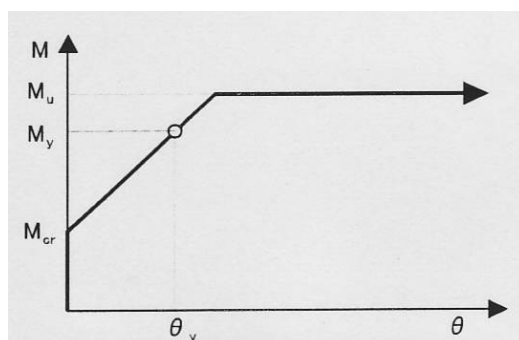


図 2-26 杭頭回転バネの特性

$$M_{cr} = (\beta \sqrt{\sigma_B} + \sigma_o) Z_e \quad (2-99)$$

$$Z_e = \frac{I_g}{r} \quad (2-100)$$

$$I_g = \frac{1}{4} \left\{ 1 + 2 \cdot n \cdot p_g \left(\frac{r'}{r} \right)^2 \right\} \pi \cdot r^4 \quad (2-101)$$

M_{cr}	: ひび割れモーメント
β	: 係数(=0.575)
σ_B	: コンクリート強度
σ_o	: 軸圧
Z_e	: 鉄筋を考慮した等価断面係数
I_g	: 等価断面の重心に関する 2 次モーメント
r	: コンクリート断面の半径
r'	: 主筋群の半径
n	: 鉄筋とコンクリートのヤング係数比(=15)
p_g	: 鉄筋比

また、最外縁の主筋が引張降伏するときの回転角は、以下の式で算定する。

$$\theta_y = \frac{S_{by}}{d_n} \quad (2-102)$$

$$S_{by} = \frac{\varepsilon_y}{2} Lb_o \quad (2-103)$$

$$Lb_o = 30d_b \quad (2-104)$$

S_{by}	: 杭曲げ降伏時の鉄筋の抜け出し量
d_n	: 中立軸と最外縁鉄筋の距離
ε_y	: 鉄筋の引張降伏時ひずみ
Lb_o	: 鉄筋の等価定着長
d_b	: 主筋の径

2.6.4 渡辺らによる解析の結果 2

まず、桁行き方向において、杭頭回転バネの有無が上部構造の履歴に与える影響を検討する。この想定建物では、上部構造がメカニズムに達した時点においても、杭体がほぼ弾性範囲にあり、回転バネの回転も非常に小さい。(最大 $1.6 \times 10^{-4} \text{rad}$) ゆえに、図 2-27 及び 図 2-28 から明らかなように、両者の差異は極めて小さくなった。

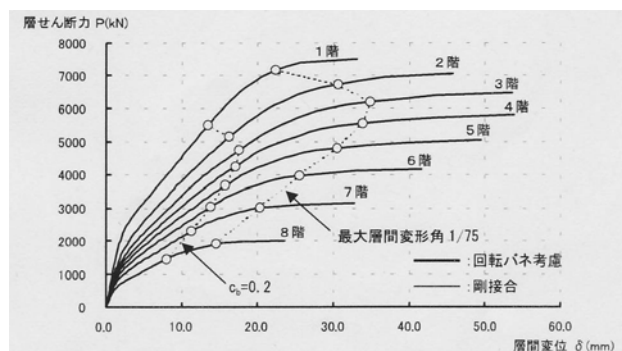


図 2-27 上部構造の層せん断力－層間変位関係

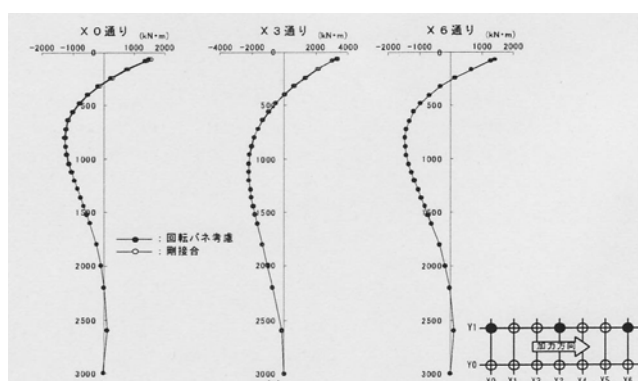


図 2-28 杭のモーメント分布（最大層間変形角 1/75 時）

張間方向の検討については、杭頭装置により基礎梁に作用させる曲げモーメントを積極的に軽減する考察が近年提案されている事を踏まえ、杭頭回転バネの曲げ耐力をパラメーターとした数値解析が行われている。変数は以下に示す通りである。

Case 1：杭頭が剛結合

Case 2：アンカー鉄筋の抜け出しによるバネ剛性の変化を評価したもの

Case 3：第一折れ点、第二折れ点の耐力を Case 2 の 1/2 としたもの

Case 4：第一折れ点、第二折れ点の耐力を Case 2 の 1/4 としたもの

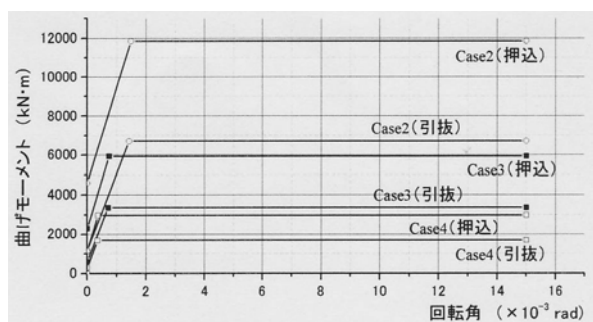
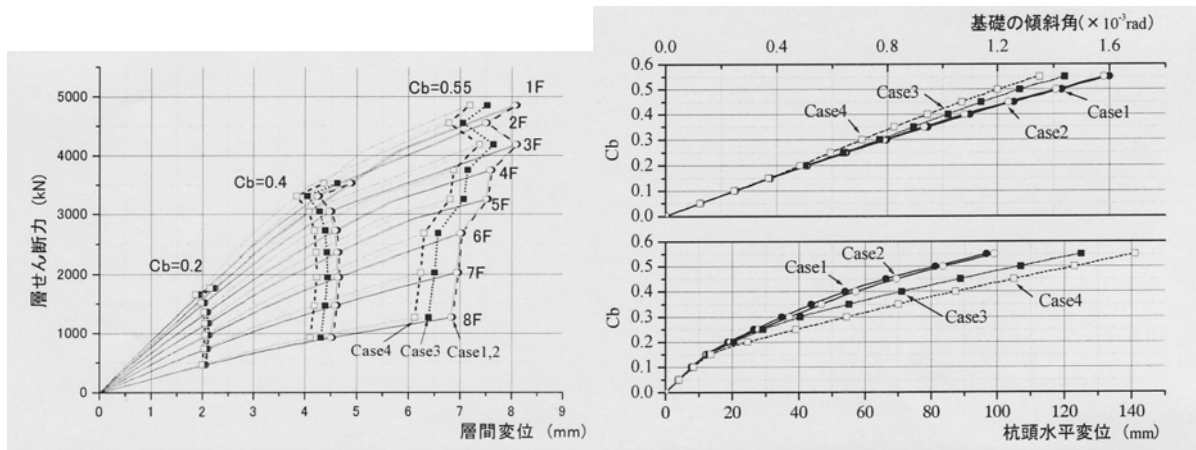


図 2-29 杭回転バネのモーメント－回転角関係

杭頭を基礎梁と剛結合すると、杭の変形に応じて基礎梁が傾斜する為、耐震壁の層間変位が大きくなる。一方、杭頭回転バネが降伏すると、基礎梁に対する杭の拘束が弱まる為、剛結合の場合と比較し、図 2-30に示すように、基礎の傾斜角は減少するが、杭頭の水平変形は増大する。図 2-31に示す杭

の曲げモーメント分布を見ると、杭頭回転バネの耐力を小さくする事によって、杭頭モーメントは減少し、地中部の最大モーメントが増大する。また、地中部の最大モーメント発生位置は、地表面に近くなる傾向が見られる。ゆえに、杭頭の回転バネの耐力を低減する事で、基礎梁に加わるモーメントは軽減する事ができるが、杭に作用するモーメントは増大する為、注意が必要である。



(a) 層せん断力－層間変位関係

(b) 基礎の傾斜角と杭頭水平変位の関係

図 2-30 上部構造と杭頭の水平変位及び基礎梁の傾斜角

最後に、解析モデルの差異が、各部材 (1F柱脚、基礎梁、杭頭) に作用する応力に与える影響を表 2-4 に示す。ここでは、桁行き方向の解析結果から得られる傾向のみを示すが、張間方向に関しては、上部構造が剛体に近いので、杭応力の差異は、桁行き方向よりも小さくなる傾向が見られる。

- (1) 分離モデル A は、杭地中部を除き、概ね安全側の結果を与える。
- (2) 分離モデル B は、一体モデルとの差異が最も小さいが、引き抜き側、押し込み側の杭頭モーメントがやや危険側の結果を与える。
- (3) 原設計は、杭地中部を除き、概ね安全側の結果を与えるが、内柱の柱脚の曲げモーメント、せん断力がやや危険側となる。また、引き抜き側、押し込み側の杭頭曲げモーメント、せん断力が課題となる。

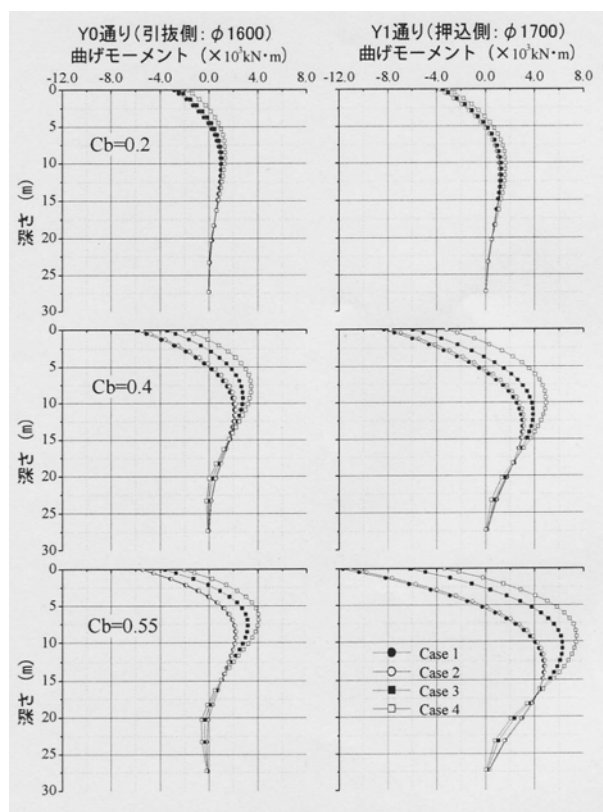


図 2-31 杭の曲げモーメント分布

表 2-3 部材応力の計算方法

部位 応力 計算法	1 階柱脚	基礎梁	杭頭
一体	一体モデル	一体モデル	一体モデル
分離 A	上部モデル	上部＋分離モデル A	分離モデル A
分離 B	上部モデル	分離モデル B	分離モデル B
原設計	上部モデル	上部＋単杭モデル（曲戻し）	単杭モデル

表 2-4 一体解析との差異の要因

	1 階柱脚	基礎梁	杭頭
分離モデル A	基礎梁下の支点の変位が拘束されているため、引抜き側・押込み側の曲げモーメント・せん断力が大きい。	上部・下部別の解析であり、それぞれの基礎梁応力は小さいため、ひび割れの進展が小さい。このため基礎梁剛性が大きくなり、（上部＋下部）合計の曲げモーメント・せん断力が大きい。	下部モデルの解析において、基礎梁剛性が大きい（左記理由）ため、曲げモーメントが大きい。
分離モデル B		差異は小さい。	引抜き側・押込み側は 1 階柱脚曲げモーメントが大きいいため、杭頭曲げモーメントがやや小さい。
原設計	全般的には、梁端にひび割れが生じない（弾性剛性）ため、1 階柱曲げモーメントの反曲点位置が低く、柱脚曲げモーメントが小さい。ただし、引抜き側は、上記（分離モデル A・B）理由と柱脚にひび割れが生じないことにより曲げモーメント・せん断力が大きい。	杭頭の曲げモーメントの影響で曲げモーメント・せん断力が大きい。 特に引抜き側は、1 階柱脚曲げモーメントの影響もあり差が大きい。	杭頭が剛であり、特に外端で曲げモーメントが大きい（一体モデルの外端では片側にしか梁がなくその差が大きくなる）。

渡辺らの研究では、上部構造と杭基礎の変形の適合条件を満たす事で、基礎を固定する従来の手法と比較して、構造物の履歴特性が変化し、杭基礎だけでなく、上部構造の各部材に発生する応力にも差異がある事が確認された。しかしながら、このような検討がなされたのは、桁行き方向のみであり、張間方向に関しては、基礎梁が剛梁として設定される為、入力地震力の大きさが同じであれば、上部構造自体の復元力特性に関しては、一体モデルと分離モデルで差異は見られなかった。ゆえに、本実験で取り扱うような基礎梁の変形を許容する連層耐震壁に関しては、基礎を剛と設計してしまうと、その挙動を追跡する事は困難であると考えられる。

また、杭頭固定度は、杭の曲げモーメント分布に大きく影響する事が分かったが、渡辺らの研究では、杭頭の曲げ降伏のみを考察の対象としており、基礎梁が曲げ降伏した場合にはどのような挙動が起こるかは考察されていない。ゆえに、本研究では、張間方向耐震壁や杭の挙動に基礎梁の挙動が与える影響を評価する。

2.6.5 地盤水平バネのモデル化

7章で行う上部構造－杭－地盤系の一体解析において用いる地盤水平バネのモデルを示す。文献 [2-17][2-18] では、杭頭に作用する水平力に対する杭の水平抵抗力及び水平変位を求める方法の一つとして、杭を曲げ剛性を有する線材、そして地盤をバネと仮定した解析モデルを用いた算定法が紹介されている。この手法の利点は、杭及び地盤の非線形性の影響を考慮する事によって、杭が弾性状態から極限状態に至るまでの各限界水平抵抗力及び水平変位を求める事である。ここでは、水平バネ（ウィンクラーバネ）のモデル化に関する手法を示す。最大地盤反力（塑性水平地盤反力）は、砂質土についてはBromsの提案式で、粘性土に関しては、Bromsの提案式の修正式で求められる。

<砂質土>

$$p_y = 3K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (2-105)$$

K_p : 受働土圧係数
 γ : 地盤の単位体積重量
 z : 地表面からの深さ

<粘性土>

$$p_y = 2 \left[1 + 1.4 \cdot \left(\frac{z}{B} \right) \right] c_u \quad z \leq 2.5B \quad (2-106)$$

$$p_y = 9c_u \quad z \geq 2.5B \quad (2-107)$$

c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²)
 B : 杭径 (m)

また、増分解析に用いる事ができる、杭に作用する水平地盤反力と杭の水平変位の関係式として、堀井ら [2-21] は、地盤の非線形性を考慮した以下の式を提案している。

$$p = k_{ho} \cdot y \leq p_y \quad (2-108)$$

k_{ho} : 基準水平地盤反力係数 (水平変形量 1cm 時の水平地盤反力) (kN/m³)
 p : 水平地盤反力(kN/m²)
 y : 杭の水平変位(m)

$$k_{ho} = (0.63E_o \times B^{1/4}) \quad y \leq 1.0\text{cm} \quad (2-109)$$

$$k_{ho} = (0.63E_o \times B^{1/4} \times y^{-0.5}) \quad y \geq 1.0\text{cm} \quad (2-110)$$

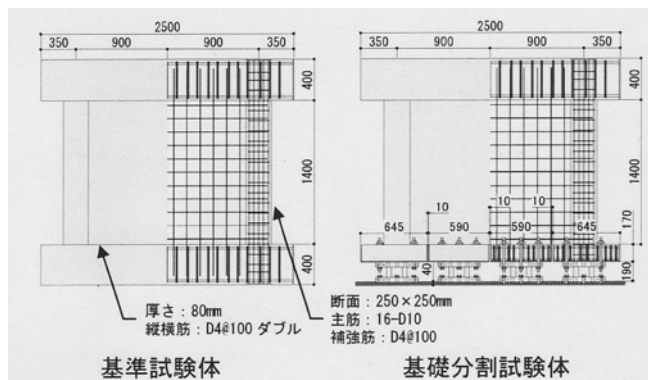
E_o : 地盤の変形係数(kN/m³)
 B : 無次元化杭径(cm)

2.7. 耐震壁脚部における水平せん断力の伝達経路に関する研究

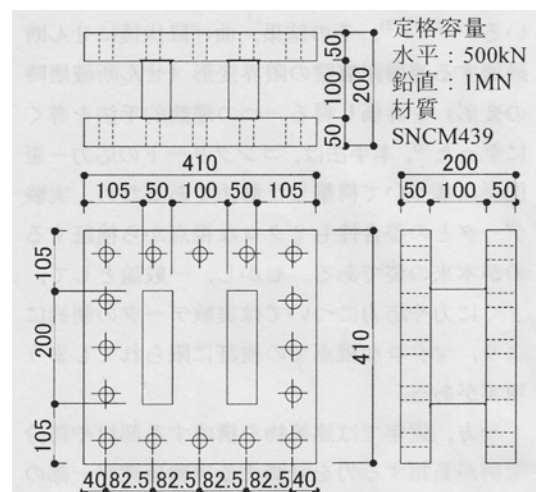
本研究では、耐震壁脚部の曲げ降伏によって、耐震壁と基礎梁に離間が生じ、耐震壁から基礎構造へ伝達される水平せん断力の伝達経路が推移していく挙動に着目して載荷実験を行っている。しかしながら、載荷実験では、水平せん断力そのものを測定する事は難しく、基礎梁主筋に添付したひずみゲージ等によって計測した変形成分から、各材料の構成則に従い、試験体に作用する力の大きさを予測する事で評価を行っている。ゆえに、計測された変形量から求められる力の大きさと、実際に耐震壁に作用する力の大きさの相違は、材料構成則が複雑になる部材の塑性化以後は、特に増大するものと考えられる。真田らは、基礎スタブを 4 分割した耐震壁試験体を用い、耐震壁脚部の危険断面に作用する水平せん断力及び軸方向力を直接計測する事で、耐震壁の変形によって推移する水平せん断力の伝達経路を明らかにしている。また、トラス置換モデルを用いて耐震壁の復元力特性の予測を行っているが、このモデルに関しては 2.8 で示す。

2.7.1 真田らによるRC造耐震壁の局所せん断力・軸力の計測実験

真田らの研究 [2-22] では、耐震壁脚部の危険断面位置における局所せん断力及び軸力を算定する為に、図 2-32(a)に示すように、分割した基礎を 図 2-32(b)に示すようなロードセルと緊結して、静的繰り返し載荷実験を行っている。対象としたのは 6 層程度のRC造建物の連層耐震壁の 1 階部分である。試験体の縮尺は 1/3 である。基礎分割試験体との比較検討を行う為に、基礎を分割しない基準試験体の載荷実験も同時に行っている。コンクリートの圧縮強度は両試験体とも約 23MPaである。



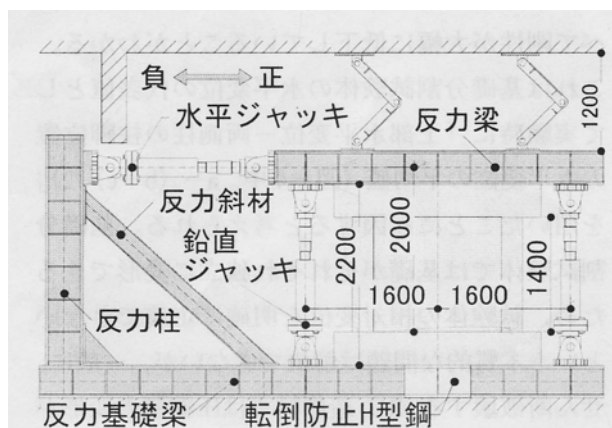
(a) 試験体側面図



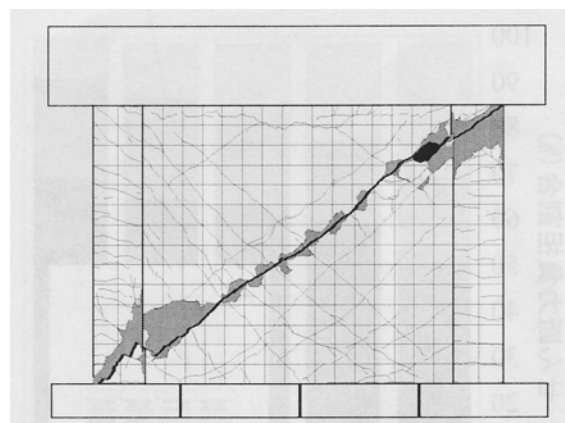
(b) ロードセルの詳細

図 2-32 試験体詳細 (単位 mm)

真田らは、図 2-33(a)に示すような荷重装置を用いて、長期軸力として計 600kNの軸力を与え、せん断スパン比が 1 となるように水平及び鉛直方向の各油圧ジャッキの制御を行っている。その結果、両試験体とも、耐震壁脚部の曲げ降伏後、せん断破壊を起こしている。図 2-33(b)に示すように、試験体には荷重梁から、耐震壁を横切って、壁脚へと伸びる大きなせん断ひび割れが見受けられる。



(a) 荷重装置



(b) 最終破壊状況

図 2-33 荷重装置と基礎分割試験体の最終破壊状況

図 2-34に示した荷重－変形関係を見ると、基礎分割試験体は基準試験体と比較して、初期剛性がやや低い。これは、ロードセルと基礎部分との結合が十分ではなく、基礎部分の剛体回転が起こった事が原因となっているようである。しかしながら、耐震壁の全体の挙動を見ると、破壊形式等に関しては、両者に大きな違いは見受けられない。

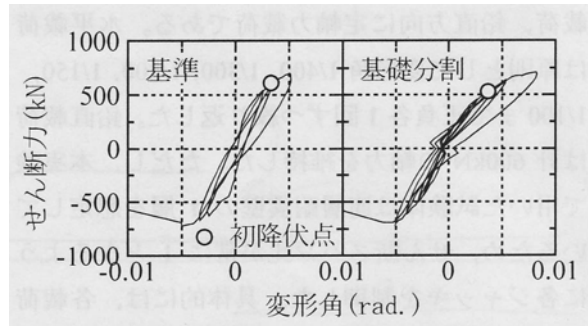
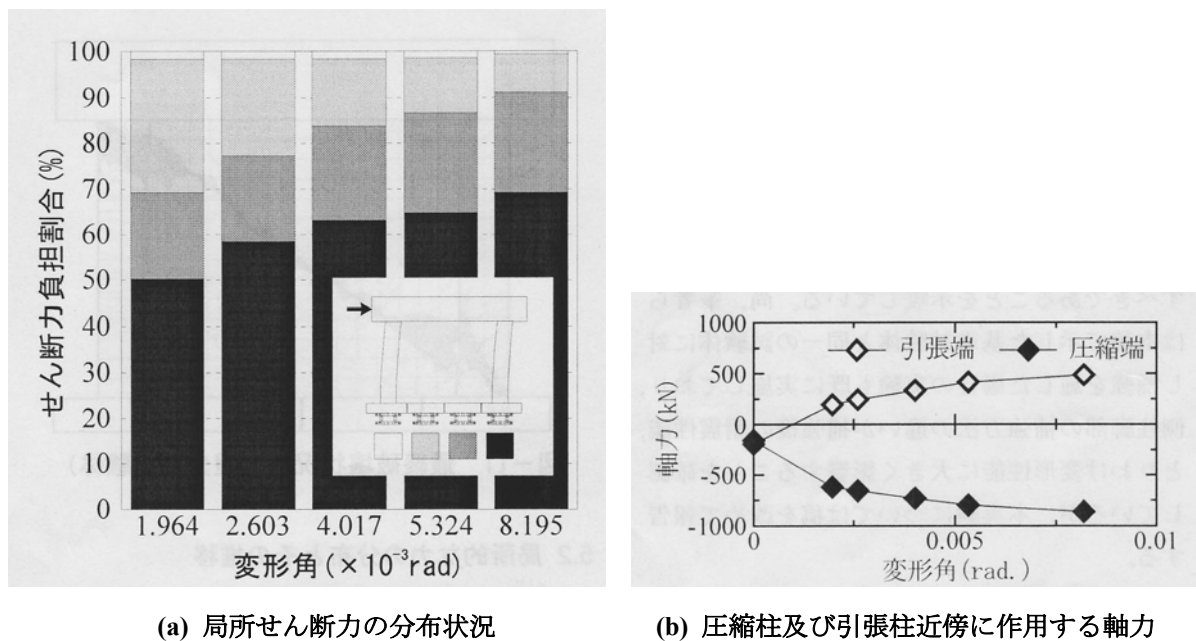


図 2-34 荷重－変形関係

ロードセルによって測定された壁脚危険断面における局所せん断力及び軸力の測定値（図 2-35）を見ると、耐震壁の変形が増大するにつれ、圧縮柱近傍のせん断力の負担が増大し、最大耐力時には、全入力力の約 7 割を負担している事が分かる。また、4 分割された基礎の内、圧縮側の 2 つの基礎に着目すると、最大で全入力力の 9 割を超えるせん断力を負担している事が分かる。

本実験では、このような水平せん断力の負担割合の推移が、主に耐震壁の曲げ変形に支配されるものと仮定し、次章以降で示す載荷実験及び数値解析で考察しているが、真田らも 2.8 で紹介する耐震壁のトラス置換モデル [2-28]において、耐震壁の曲げ変形の増大につれ、せん断力を伝達する圧縮ストラットの断面積が狭くなるような工夫を行っている。



(a) 局所せん断力の分布状況

(b) 圧縮柱及び引張柱近傍に作用する軸力

図 2-35 ロードセルによる局所せん断力及び軸力の測定値

2.7.2 真田らによるRC造耐震壁のFEM解析

真田らは、2.7.1 で示した載荷実験をFEM解析でシミュレーションし、実験結果との整合性を検証している [2-23]。解析は、FEM解析プログラムATENA2Dによって行われ、コンクリートは、4 節点アイソパラメトリック要素、鉄筋はトラス要素に置換されている。各材料モデルの応力－ひずみ曲線は 図 2-36(b)に示すようにモデル化されている。なお、このFEM解析では、繰り返し載荷やコンクリートの直行方向のひずみの増大に伴う強度低下、付着劣化等の影響は考慮されておらず、比較的簡単な構成

則に基づいて数値解析が行われている。

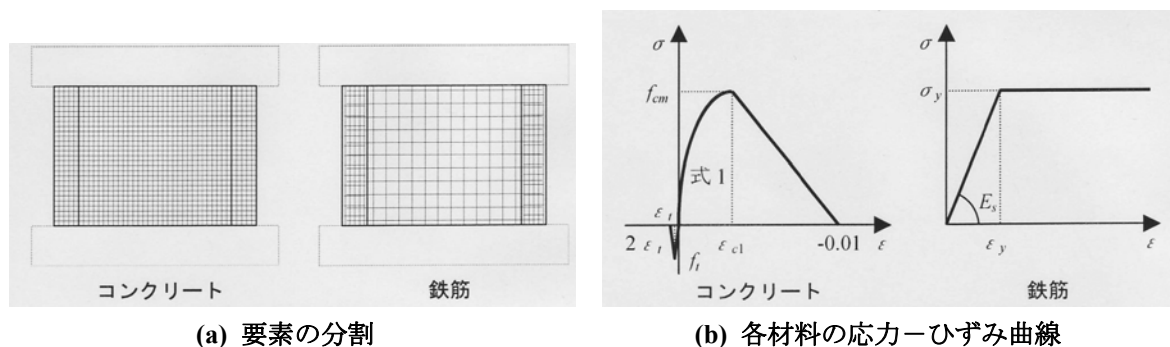


図 2-36 試験体のモデル化

解析結果を見ると、基準試験体の実験結果に非常に近い包絡線が予測できている事が分かる。但し、2次剛性がやや高く、その結果、最大耐力点における変形が、実験結果と比較して小さくなっている。図 2-37(b)を見ると、危険断面位置における水平せん断力の分布状況に関しても、解析結果は実験における傾向を精度良く予測できている事が分かる。

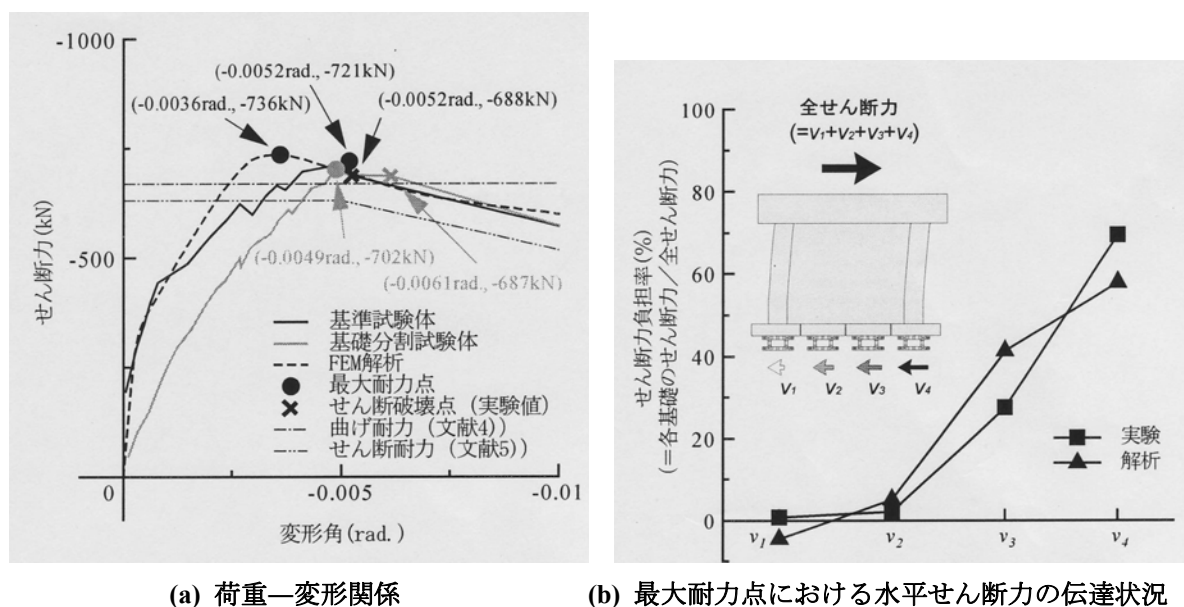


図 2-37 解析結果

これらの载荷実験及び解析研究によって、基礎を剛とした既往の耐震壁試験体における水平せん断力の伝達機構に関しては、基本的な材料の構成則のみをモデル化した FEM 解析で十分に追跡できる事が確認された。

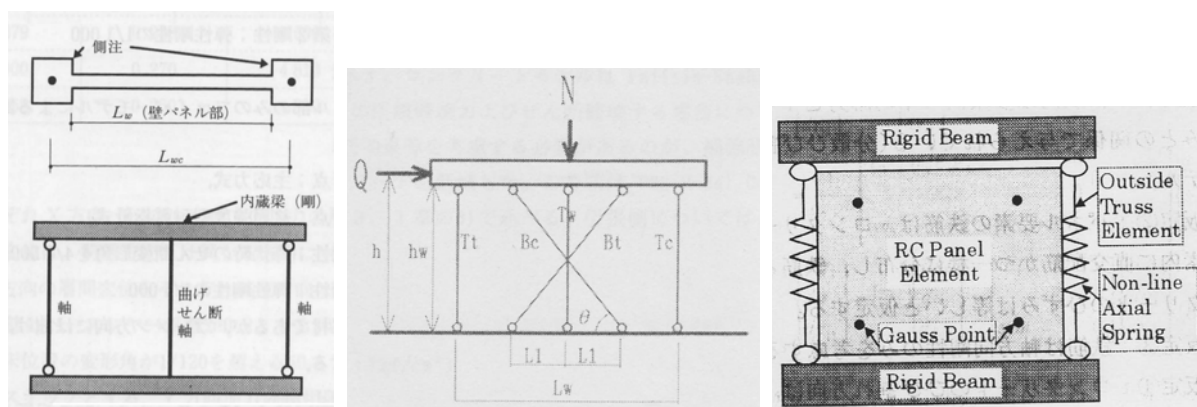
2.8. マクロモデルを用いた耐震壁の復元力特性の予測に関する研究

これまでにRC造耐震壁の復元力特性を算定する事を目的としたマクロモデル [2-24] は数多く提案されている。特に実務レベルでの使用性を考えると、線材を中心とした簡易なモデルで耐震壁を置換する事の意義は大きい。しかしながら、それぞれのマクロモデルが持つ特色は異なるので、状況に応じて使い分ける必要がある。本節では、今までに提案された多くのマクロモデルを分類して、その特徴を示す。

2.8.1 応力伝達要素の違い

耐震壁のマクロモデルは以下の3つのモデルに大きく分類する事ができる。

- (1) 耐震壁を曲げ、せん断バネで置換するマクロモデル
- (2) 耐震壁を線材置換したトラス置換モデル
- (3) 耐震壁をパネル要素で再現するマクロモデル



(a) 壁谷澤モデル

(b) 松本らによるモデル

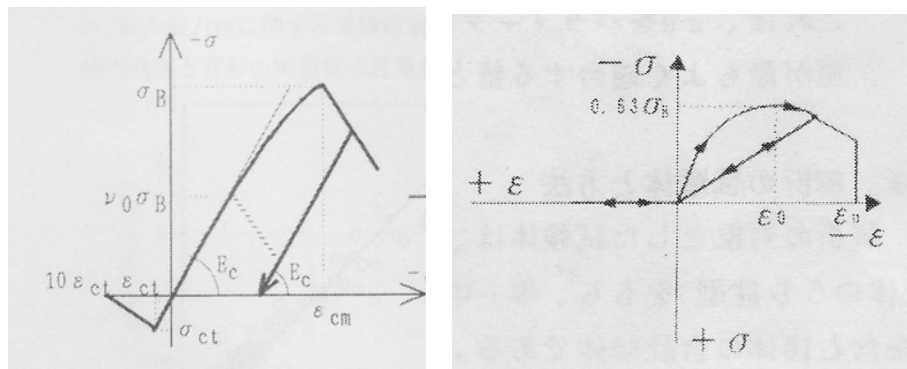
(c) 陳らによるモデル

図 2-38 耐震壁のマクロモデル

(1)のマクロモデルに関しては、耐震壁の曲げ、せん断性状を一本の線材で置換し、側柱に関しては、軸方向の剛性のみを持つトラス要素に置換するものが一般的である。代表的なものとしては、図 2-38(a)に示す壁谷澤モデル [2-25] がある。耐震壁の曲げ及びせん断性状は、断面解析や既往の算定式によってスケルトンカーブとして算定することができるので、耐震壁の復元力特性を比較的簡単にモデル化する事が出来る。しかしながら、その性状はあくまで予め設定したスケルトンカーブに支配されるので、耐震壁内のせん断力の伝達経路等、力の流れを再現する事はできない。

(2)のマクロモデルに関しては、耐震壁のコンクリートストラットと鉄筋要素を、トラス部材で置換したものである。例として、松本らによって提案されたマクロモデル [2-26] を図 2-38(b)に示す。コンクリートストラットに関しては、図 2-39(a)に示すようなコンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係が用いられる。この際、コンクリートストラットによる引張力の負担を考慮すべきかどうか議論になる。松本らによる研究では、図 2-39(a)に示すようなコンクリートによる引張力の負担を考慮した材料モデルが用いられているが、竹原、望月らの研究 [2-29] のように、図 2-39(b)に示すようにコンクリートによる引張力の負担を無視したモデルが用いられる場合もある。コンクリートストラットに引張力を負担させる場合には、コンクリートひび割れ後の急激な耐力低下も合わせてモデル化する必要があるので、

多数のコンクリートストラットを数値モデルに含める場合、解析が不安定になる可能性があるため、注意が必要である。



(a) 松本らによるモデル

(b) 竹原らによるモデル

図 2-39 コンクリートストラットの応力-ひずみ関係

(3)のマクロモデルの例として、陳らによって提案されたマクロモデル^[2-27]を図 2-38(c)に示す。このモデルは、側梁を剛体として、側柱の軸方向剛性のみを考慮したもので、平面応力状態の鉄筋コンクリートパネル要素と組み合わせてモデル化している。パネル要素には、分散ひび割れモデルが用いられており、平均応力-平均ひずみの関係で構成則が与えられる。(1)から(3)に示したマクロモデルの中で、このモデルが最も実際の耐震壁に近い形でモデルが行われており、耐震壁の詳細な解析が可能になると考えられるが、図 2-40に示すように、耐震壁要素と周辺フレーム要素は、4 節点のみで結合されるため、節点間における荷重の伝達を考慮することはできない。

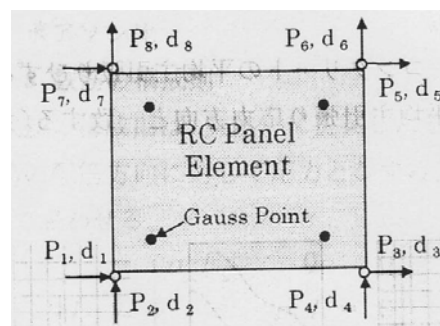
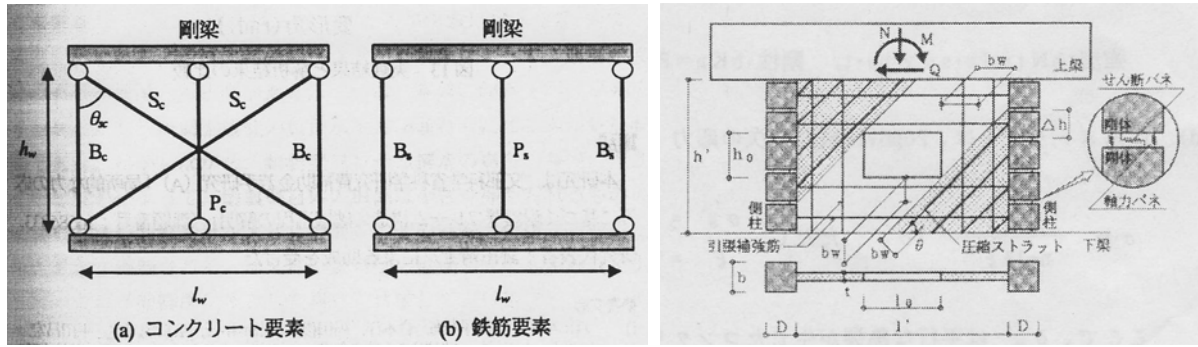


図 2-40 節点変位と節点力（陳ら）

2.8.2 コンクリートストラットの設定

耐震壁内のコンクリートストラットを設定する場合、以下の二つの方法が考えられる。

- (4) 最小数のコンクリートストラットに耐震壁に作用する全せん断力を負担させる場合
- (5) 複数のコンクリートストラットに耐震壁に作用する全せん断力を分散して負担させる場合



(a) 2本のストラットを用いたモデル（真田） (b) 複数のストラットを用いたモデル（竹原）
図 2-41 コンクリートのストラットの設定が異なるモデル

耐震壁のコンクリートストラットをトラス部材で置換する場合、耐震壁のせん断性状は、特にストラットの角度と断面積に大きく影響される。ストラットの角度に関しては、45 度に仮定して数値解析が行われる事も多い。しかしながら、より詳細な検討を行う場合には、竹原らの研究 [2-29]で行われているように、極限解析の結果や載荷実験の結果を元に角度を決定するなどの手法を取る必要がある。

最小数のコンクリートストラット（圧縮側のストラットのみを考える場合は 1 本、コンクリートストラットに引張力を負担させる場合には 2 本）に耐震壁が伝達する全せん断力を負担させる場合、ストラットの断面積は、幾何学的な条件を用いて、一意に定める事が多い。しかしながら、実際には、耐震壁の全体の変形に占める曲げ変形の割合が大きい場合、曲げひび割れ幅の増大に伴い、コンクリートストラットの断面積が減少する事が容易に予想できる。ゆえに、幾何学的な条件のみでストラットの断面積を定めると、復元力特性の予測が困難になる可能性がある。

これを改善したものとして、真田らによって提案されたトラス置換モデル [2-28]がある。このモデルは、松本らの研究 [2-26]同様に、2 本のコンクリートストラットによってせん断力の伝達が行われるが、以下に示すような算定式に基づいて、耐震壁の曲げ変形量が増大するのに応じて、ストラットの断面積が減少するように工夫している。まず、引張柱と圧縮柱の軸変形量から、壁脚におけるひずみ度 0 の位置を算定する。

$$L_n = \frac{-\delta_c}{\delta_t - \delta_c} l_w + \frac{d_c}{2}$$

(2-111)

- L_n : 圧縮縁からひずみ度 0 までの距離
 δ_c : 圧縮柱の軸方向の変形量
 δ_t : 引張柱の軸方向の変形量
 l_w : 柱中心間距離
 d_c : 側柱せい

壁脚における水平せん断力の伝達は、圧縮縁からひずみ度 0 の位置までの間で行われるものと仮定すると、圧縮ストラットの幅は、以下の式と 図 2-42から以下のように定める事ができる。真田らは、耐震壁の損傷に伴い圧縮ストラットの断面積を減少させる事で、耐震壁の復元力特性を精度良く予測している。

$$W = L_n \cos \theta$$

(2-112)

$$\cos \theta = \frac{h_w}{\sqrt{(l_w + d_c - L_n)^2 + h_w^2}}$$

(2-113)

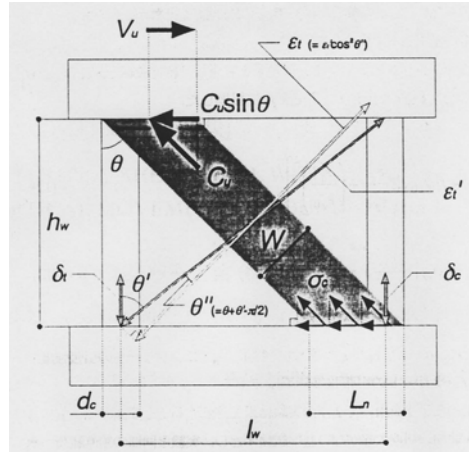


図 2-42 真田らによって提案された水平力抵抗機構のモデル

コンクリートストラットを複数のトラス部材で表現する場合にも、ストラットの幅や角度は耐震壁のせん断耐力に大きな影響を及ぼす。ストラットの幅に関しては、一般的には耐震壁のせん断ひび割れの間隔と一致するように設定する事が好ましいと言われている。コンクリートストラットを複数配置すると、最小数のコンクリートストラットを用いる場合と比較して、部材数が増える為、解析作業は煩雑になる。しかしながら、耐震壁の損傷に伴って推移する圧縮ストラットの断面積を精度良く評価できる点は非常に有利である。耐震壁に曲げ変形が生じると、引張柱近傍の圧縮ストラットに引張ひずみが発生し、これらのストラットを介した圧縮力の伝達が行われなくなる。ゆえに、耐震壁の曲げ変形が増大する事によって、結果的に真田らが行っていたようなコンクリートストラットの断面積が減少する挙動を再現できる為、特に曲げが卓越するような耐震壁を取り扱う場合には、非常に有効な手段となる。また、耐震壁内を伝達される圧縮力の分布を比較的詳細に検討できる為、開口を有する耐震壁の復元力特性の予測等にも適用できる。竹原、望月らの研究では、耐震壁が開口を有する場合 [2-29] に関しても、載荷実験における耐震壁の復元力特性を精度良く予測する事に成功しており、また、耐震壁の破壊モードに関わらず、復元力特性の予測が可能である事 [2-30] も確認している。

2.8.3 柱部材のモデル化

周辺フレーム材に関しても、様々な仮定に基づいたモデル化が行われている。柱に関しては、以下のような項目が議論の対象となる。

- (6) 軸力のみを負担させ、せん断力は負担させない。
- (7) 軸力だけでなく、せん断力も負担させる。

周辺フレームに拘束された耐震壁にせん断力が作用する場合、せん断力の大部分は耐震壁を介して伝達される。ゆえに、2.8.2 で紹介したような最小数のコンクリートストラットが全せん断力を負担するモデルを用いる場合には、柱には軸力のみを負担させ、せん断力は負担させない場合が多い。

一方、複数のコンクリートストラットを耐震壁内に設定する場合、柱とストラットを結合させる為には、柱にせん断力を負担させる必要がでてくる。柱のモデル化の方法としては、図 2-43(a)に示すように剛体を軸バネとせん断バネで繋いで柱を置換する方法 [2-29][2-30]や、図 2-43(b)に示すように柱を曲げ、せん断、軸変形を考慮した線材に置換する方法 [2-31]がある。柱に作用する軸力が変わると、M-N 曲線に示されるように、柱の曲げ耐力も変化する為、剛体を軸バネとせん断バネで繋いで柱を置換する方法を用いた方が、軸力の変動による影響を詳細に再現する事ができる。

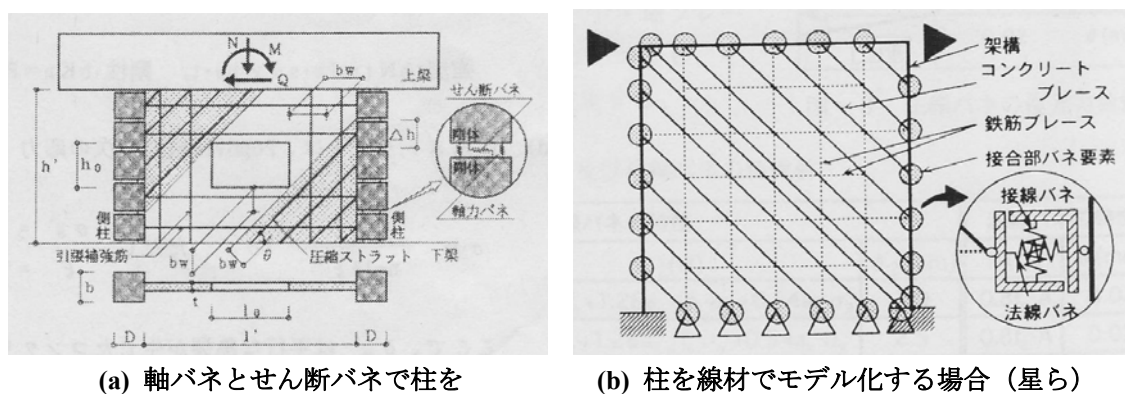


図 2-43 柱にせん断力を負担させる場合

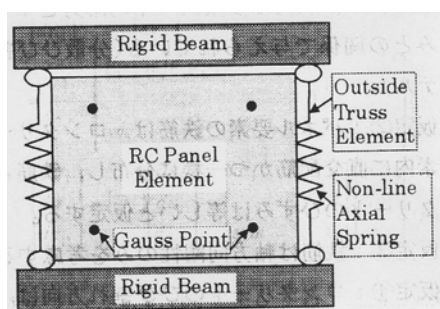
2.8.4 梁部材のモデル化

梁に関しては、以下のような項目が議論の対象となる。

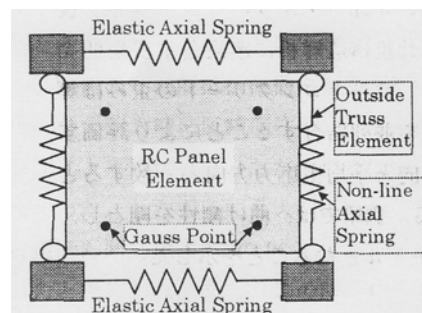
- (8) 梁は剛体として取り扱う。
- (9) 軸方向の変形のみを考慮する。
- (10) 全ての変形を考慮する。

梁の軸剛性が与える影響を取り扱った研究としては、陳らによる研究 [2-27]がある。また、梁の全ての変形（曲げ、せん断、軸方向）を考慮したモデルとしては、兼平（望月）らによる研究 [2-32]がある。

陳らの研究では、図 2-44に示すように、梁の軸剛性を実験変数とし、軸方向の剛性の違いが、耐震壁の曲げ剛性やせん断剛性に与える影響を明らかにしている。対象とした载荷実験は、T型の耐震壁で、最終的にせん断で破壊している。解析結果（図 2-45）を見ると、いずれの試験体においても、梁の軸方向の変形を考慮する事によって、梁を剛とした場合と比較して、耐震壁の曲げ剛性が減少し、その結果、大きな曲げ変形が生じている。载荷実験の結果を精度良く予測したのは、梁の軸方向の変形を考慮したモデルである事から、梁を剛として解析を行う場合、耐震壁の曲げ剛性を過大評価する可能性があると言える。

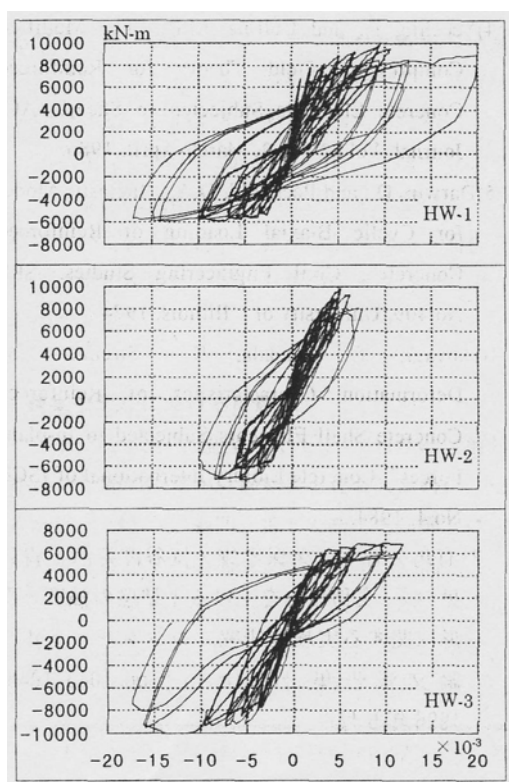


(a) 梁を剛としたモデル

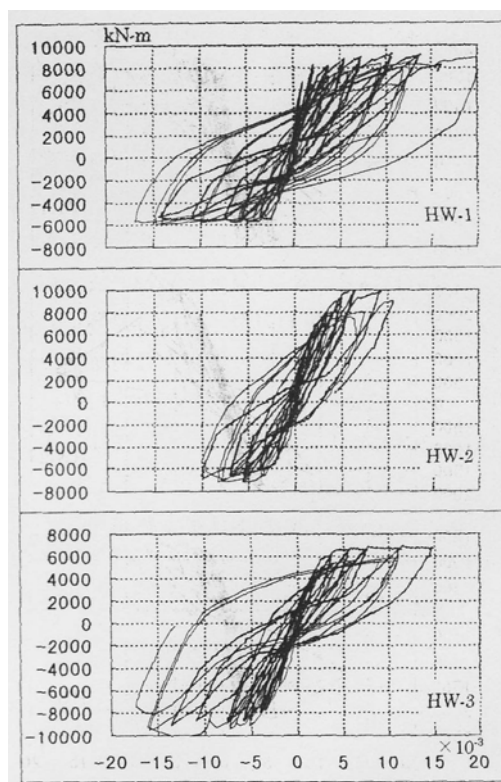


(b) 梁の軸方向の変形を考慮したモデル

図 2-44 陳らによって提案されたモデル



(a) 梁を剛としたモデル



(b) 梁の軸方向の変形を考慮したモデル

図 2-45 解析結果（モーメントー曲げ変形角関係）

兼平、望月らによる研究では、耐震壁が連層ではなく、中間層に設置される事を想定し、上下の梁の剛性と強度が耐震壁の最大強度に与える影響を載荷実験と弾塑性解析によって検討している。実験では、計体の試験体の載荷が行われたが、いずれの試験体も、梁の主筋量は 1.74% から 1.98% と柱と同程度であり、断面の大きさに関しても柱と同じである。ゆえに、梁による耐震壁の拘束効果は梁を剛とした場合と比較して、小さくなると考えられる。実験における載荷方法は、図 2-46(a) に示すような対角引張・圧縮、または低軸力と対角圧縮のいずれかである。試験体の破壊形式は、梁のせん断破壊か壁板のスリップ破壊となっている。

解析モデルは、図 2-46(b) に示すように、竹原、望月らの研究^{[2-29] [2-30]} で用いられたマクロモデルの上下の梁を柱同様、剛体と軸バネ及びせん断バネでモデル化したものである。但し、梁や柱のせん断破壊に関しては、モデル化していない。

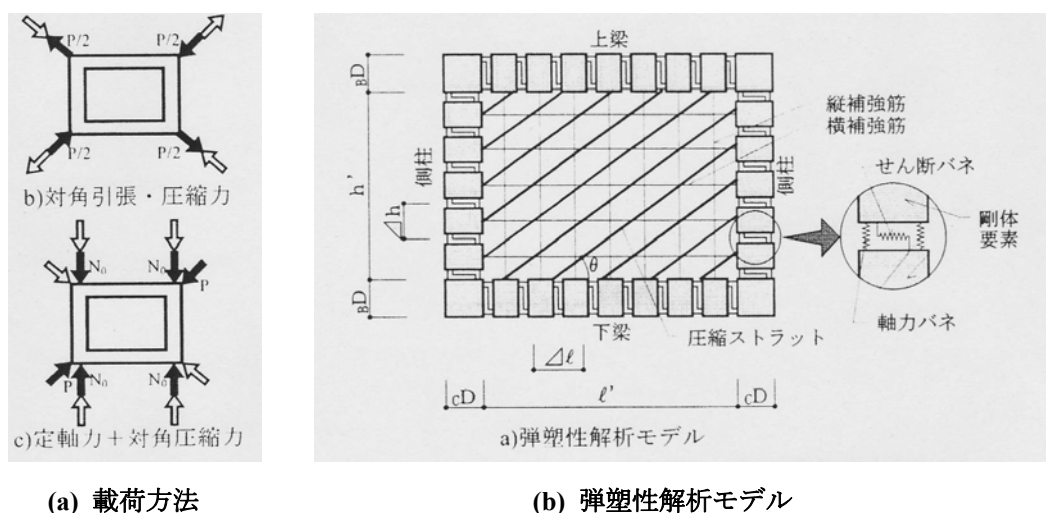


図 2-46 荷荷方法と弾塑性解析モデル

解析結果と実験結果を比較すると、弾塑性解析では、圧縮ストラットの傾斜角を耐震壁に発生するひび割れの角度（柱梁フレームの対角線の角度）と等しいものとして考えると、実験における最大耐力を精度良く予測できる事が確認されている。一方、上下梁が剛である場合、極限解析で求められる最大耐力時の圧縮ストラットの傾斜角を用いると、実験における最大耐力を精度良く予測できる事 [2-29] [2-30] が分かっている。ゆえに、上下梁の剛性に応じて、せん断力の伝達経路が変化すると言える。

また、耐震壁がせん断破壊する場合、上下の梁が剛であれば、最大耐力は圧縮ストラットの降伏によって決まるが、上下の梁の曲げ強度が低い場合、圧縮ストラットの降伏ではなく、上下梁の曲げ降伏によって最大耐力が決まる可能性がある事が、弾塑性解析によって確認されている。

2.9. マクロモデルの選定

2.8 で紹介した様々な耐震壁のマクロモデルから、本研究で特に着目している「耐震壁の変形に応じて、耐震壁から基礎構造へ伝達される水平せん断力の伝達経路が推移する挙動」を再現するのに適したマクロモデルを選択する。

2.9.1 応力伝達要素の違い

本研究では、耐震壁から基礎梁へと伝達される水平せん断力の経路をできるだけ詳細に再現する必要がある。ゆえに、2.8.1 で検討したマクロモデルのうち、(2) 耐震壁を線材置換したトラス置換モデル、または、(3) 耐震壁をパネル要素で再現するマクロモデルのいずれかを用いた検討を行う事が好ましい。本研究では、以下のような事も踏まえ、最終的に(2)の方法を採用する事とした。

<理由 1>

- ・実務での使用性を考えると、特別な構成則を必要とする(3)の手法と比べ、一般的な骨組解析プログラムで容易に解析を実施する事ができる(2)の手法を用いた方が、本研究には適している。

<理由 2>

- ・現状では、(3)のモデルでは、耐震壁と付帯フレームとの力のやり取りは、耐震壁の 4 節点において

のみ行われるものと仮定している。ゆえに、例えば、耐震壁と耐震壁下に位置する基礎梁との応力伝達は、圧縮柱脚部と引張柱脚部のみにおいて行われる為、耐震壁脚部における力のやり取りを再現する事ができない。

2.9.2 コンクリートストラットの本数

2.8.2 で検討したストラットの本数に関しても、以下のような理由から、(5) 複数のコンクリートストラットを用いる手法を採用した。

<理由 1>

- ・ 本研究で取り扱う連層耐震壁は、せん断破壊ではなく、壁脚の曲げ降伏によってその性状が決まる為、複数のコンクリートストラットを用いる方が、容易に曲げが卓越する耐震壁の挙動を再現できる。

<理由 2>

- ・ 耐震壁と耐震壁下に位置する基礎梁との応力伝達のモデル化を行うには、複数のコンクリートストラットを用いた方が、再現性が高い。最小数のストラットを用いた場合、応力伝達は、圧縮柱位置と引張柱位置のみで行われる為、耐震壁脚部における力のやり取りを再現する事は難しい。

2.9.3 柱部材のモデル化

2.8.3 で検討した柱のモデル化に関しては、複数のコンクリートストラットを用いる事から、(7) 軸力だけでなく、せん断力も負担させる方法を用いる。この際、作用する軸力に応じて推移する柱の曲げ耐力を再現する事が容易である、剛体に軸バネとせん断バネを組み合わせた手法を採用する。

2.9.4 梁部材のモデル化

2.8.4 で検討した梁のモデル化に関しては、枠梁については、上下の耐震壁によって変形が拘束されているものと考え、軸方向の変形のみを考慮し、せん断及び曲げに対しては剛とする。載荷梁に関しては、剛体として扱う。基礎梁に関しては、せいが高く、応力の伝達経路を詳細に検討する必要がある為、コンクリートストラットと鉄筋をトラス置換する手法を用いる。以上のモデル化により、陳らの研究で確認されているように、より現実的な形で耐震壁の曲げ剛性を再現する事ができると考えられる。

2.10. 本研究で用いたマクロモデルの概要

2.9 における検討結果から、本研究では耐震壁部分に関しては、望月らによるマクロモデルを用いてモデル化する事にした。また、基礎梁及び杭に関しては、ストラットータイ理論に基づいたモデル化を行うが、この際、柱、梁部材の実験における復元力特性を精度良く予測していた二羽らによる格子モデルの手法を参照するものとした。以下に望月らによるマクロモデルと二羽らによる格子モデルの概要を示す。

2.10.1 望月らによる有開口連層耐震壁のマクロモデル

望月らは、コンクリートストラットをトラス部材に置換し、柱、梁部材を剛体と軸バネ及びせん断バネに置換したマクロモデルを用いた弾塑性解析を行った。望月らが解析対象とした載荷試験体は無開口耐震壁 [2-33][2-34]、高強度コンクリートを用いた無開口耐震壁 [2-35]、中央開口耐震壁 [2-29][2-36][2-37]、偏在開口耐震壁 [2-30]、プレキャスト耐震壁 [2-38][2-39]と多岐に渡り、破壊形式も曲げ、曲げせん断（曲げ降伏後のせん断破壊）及びせん断の3種類を対象としている。

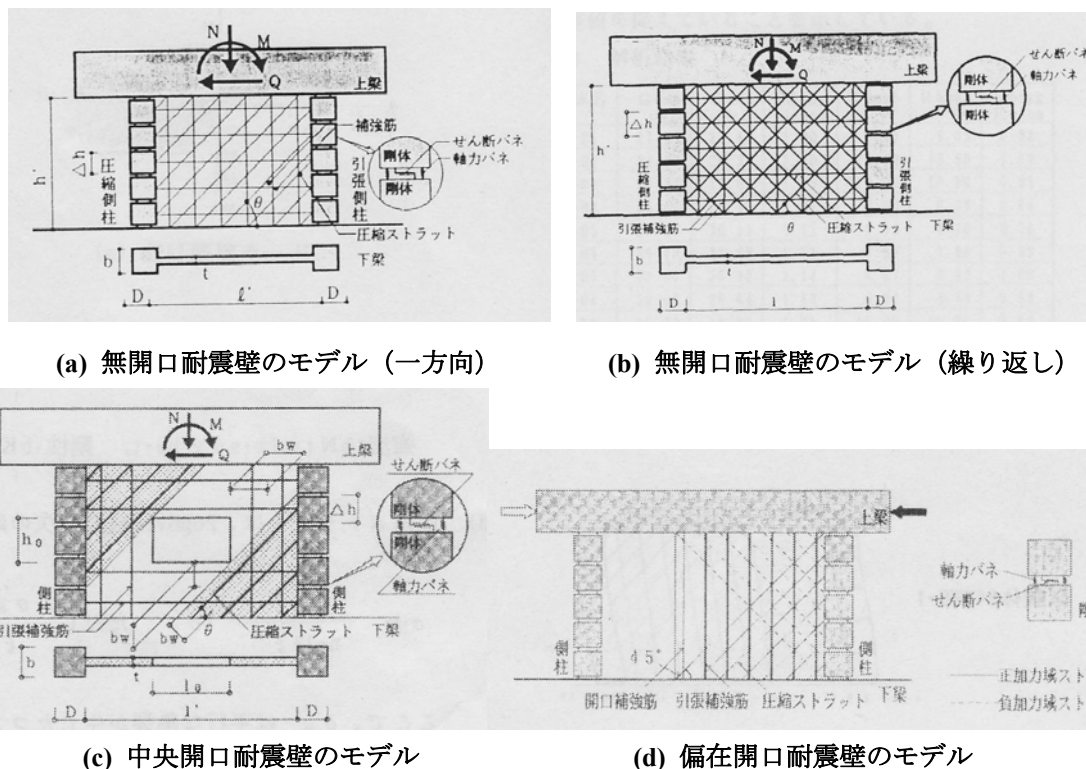


図 2-47 望月らによる耐震壁のマクロモデル

マクロモデルは、耐震壁部分、柱部材、梁部材から構成されている。耐震壁部材は、コンクリートストラットと壁縦横補強筋から構成されている。各材料の応力-ひずみ関係は、図 2-48及び 図 2-49に示す通りである。なお、このマクロモデルは、耐震壁に斜め方向の亀裂が十分に生じた状態を対象としている為、図 2-51(a)に示すように、一方向載荷時には、圧縮方向のストラットしか設定していない。ゆえに、繰り返し載荷を考える場合のみ、図 2-51(b)に示すような正方向、負方向のコンクリートストラットをモデル化する。コンクリートの応力-ひずみ関係は、Popovicsによるものを用いている。

コンクリートストラットの傾斜角に関しては、上下の梁が十分に剛である場合には、極限解析を行い、最大耐力を取る時の傾斜角とする。

ところで、圧縮方向と平行なひび割れが発生する場合、そのひび割れ幅の増加にしたがって、圧縮強度が減少する事が知られている。望月らは、圧縮ストラットの最大耐力を一軸圧縮強度の 0.63 倍としている。なお、前川らの著書「鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則」 [2-40]によれば、図 2-50に示すように、平面応力-平面ひずみ関係上において、ひび割れ方向のひずみが 0.12%を越えると、最大強度の低下が始まり、最大で 4 割の強度低下が見られる。ゆえに、望月らの設定した最大強度の低減率は、耐震壁の終局状況を模擬したものとしては、妥当な値であるといえる。

コンクリートの応力-ひずみ関係を以下に示す。コンクリートの限界ひずみは、0.003 である。除荷

及び再載荷に関しては、原点指向型とし、引張力の負担は考えない。また、壁補強筋に関しては、圧縮力は負担しないものとし、トリリニアの復元力特性を設定している。

$$\sigma = \frac{n\xi}{n-1+\xi^n}(\sigma_B') \quad (2-114)$$

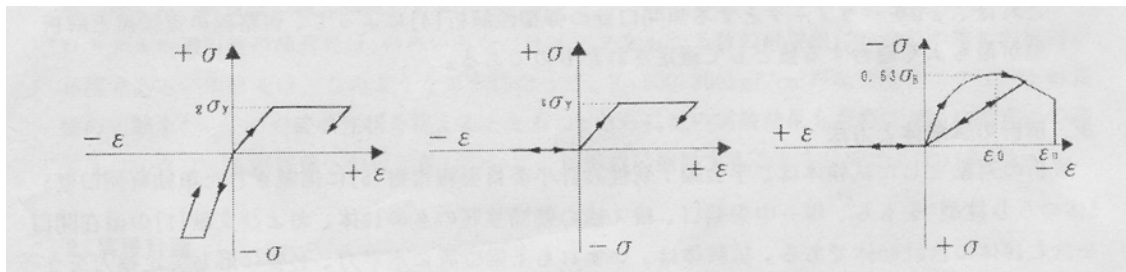
$$\sigma_B' = 0.63\sigma_B \quad (2-115)$$

$$n = 0.57 \times 10^{-2} \sigma_B' + 1 \quad (2-116)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \quad (2-117)$$

$$\varepsilon_o = 4.29 \times 10^{-4} (\sigma_B')^{0.25} \quad (2-118)$$

σ_B : コンクリートのシリンダー強度

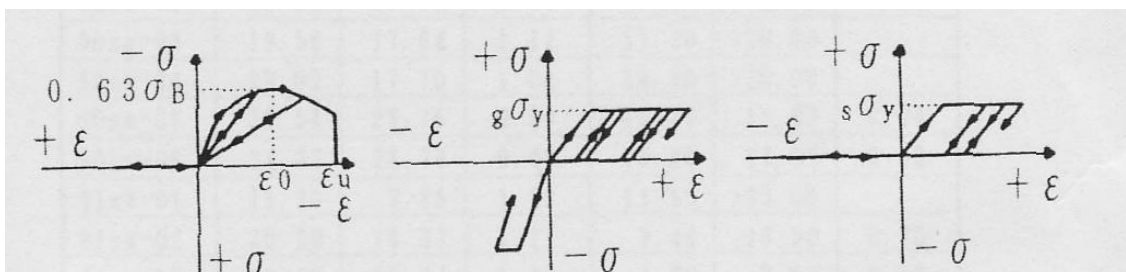


(a) 軸方向バネ

(b) 壁補強筋

(c) コンクリート

図 2-48 一方向載荷時の構成則



(a) コンクリート

(b) 軸方向バネ

(c) 壁補強筋

図 2-49 繰返し載荷時の構成則

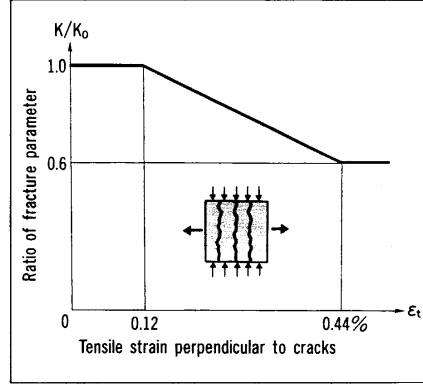


Fig.2.3g Reduction in fracture parameter
 K : Fracture parameter for cracked concrete
 K_0 : Fracture parameter for uncracked concrete

図 2-50 前川らによるコンクリート 1 軸圧縮強度の低減率

側柱の復元力特性を決定する軸バネとせん断バネの剛性及び強度に関しては、以下の算定式によって定義される。軸バネに関しては、なお、コンクリートストラットと同様に、コンクリートの引張力の寄与は、考慮されていない。また、コンクリートストラットとは異なり、コンクリートの剛性軟化は考慮されていない。圧縮側の剛性は線形であり、最大耐力後の強度低下もモデル化されていない。せん断バネに関しては、剛性のみが与えられており、せん断破壊は考慮されていない。

$${}_cN_{nt} = a_g \times_g \sigma_y / 2 \quad (2-119)$$

$${}_cK_{nt} = E_s \times a_g / (2\Delta h) \quad (2-120)$$

$${}_cN_{nc} = (a_g \times_g \sigma_y + bd\sigma_B) / 2 \quad (2-121)$$

$${}_cK_{nc} = (E_s a_g + E_c bD) / (2\Delta h) \quad (2-122)$$

$${}_cK_s = GbD {}_cK_n / (\Delta h {}_cK_{nc}) \quad (2-123)$$

- ${}_cN_{nt}$: 圧縮軸力作用時の軸バネの強度
- ${}_cK_{nt}$: 圧縮軸力作用時の軸バネの剛性
- ${}_cN_{nc}$: 引張軸力作用時の軸バネの強度
- ${}_cK_{nc}$: 引張軸力作用時の軸バネの剛性
- ${}_cK_s$: せん断バネの剛性
- ${}_cK_n$: 二つの軸バネの同一時刻における剛性の平均値

a_g	: 側柱の全主筋断面積
${}_g\sigma_y$: 側柱主筋の降伏強度
E_s	: 側柱主筋のヤング係数
Δh	: 柱剛体高さ
G	: コンクリートのせん断弾性係数
b	: 側柱の幅
D	: 側柱のせい

また、プレキャスト耐震壁に関しては、図 2-51に示すように接合部に滑りバネ及び軸方向バネ（鉛直バネ、水平バネ）を設定してモデル化する。滑りバネの構成則は以下に示す通りである。軸方向バネに関しては、剛体として扱う。但し、文献 [2-39]では、軸方向バネの一部（つなぎバネ）の構成則は、コンクリートストラットの構成則に修正されている。

<水平接合部の滑り強度：柱脚部>

$${}_{sp}S_c = \mu \times \bar{N} + \lambda \times \frac{N_y}{2} \quad (2-124)$$

$$\bar{N} = N_o + N_c + \frac{N_y}{2} \quad (2-125)$$

N_o	: 側柱の定軸力
N_c	: 水平力による軸力
N_y	: 側柱下端の PC 鋼棒の全降伏強度
μ	: 摩擦係数
λ	: PC 鋼棒のホゾ効果に関わる係数

なお、立ち上がりの剛性（すべりの発生前）は、以下の式で与えられる。

$${}_cK_s = \frac{GbD}{\Delta h_s} \quad (2-126)$$

G	: コンクリートのせん断弾性係数
b	: 側柱の幅
D	: 側柱のせい
Δh_s	: 接合部の高さ

復元力特性はステップ状になる。式 (2-125)において、水平荷重の増減により、 N_c のみが変動する。ゆえに、入力せん断荷重が増加するにつれ、柱脚の滑り耐力も増大する。したがって、一度すべりが発生したとしても、滑りを生じた要素は、隣接する要素との軸方向バネによって支持される。その後、再び入力せん断力が増加する事によって、転倒モーメントが生じ、それに伴う N_c が再び増加を始める。これにより、滑りバネの滑り強度が増加し、滑り剛性も、再びコンクリートのせん断剛性と等しくなる。

< 水平接合部の滑り強度：耐震壁、ボンド接合（完全付着） >

$${}_sp S_h = \mu \times S_{av} + \lambda \times \overline{S_v} \quad (2-127)$$

$$S_{av} = \frac{\sigma_{av} t b_w}{\sin \theta} \quad (2-128)$$

S_{av} : コンクリートストラットが最大耐力時に、一本の圧縮ストラットから水平接合部に作用する鉛直方向力

θ : コンクリートストラットの傾斜角

$$\sigma_{av} = 0.63 \sigma_B \sin \theta \sin \theta \quad (2-129)$$

σ_{av} : コンクリートストラットが最大耐力時に、水平接合部に作用する鉛直方向の応力度

$$\overline{S_v} = \frac{\sigma_{sv} t b_w}{\sin \theta} \quad (2-130)$$

$\overline{S_v}$: 縦引張補強筋のほぞ（ダウエル）効果による水平接合部の滑りに対する抵抗力

σ_{sv} : 縦補強筋の全断面積に降伏強度を掛け合わせたものを壁の全断面積で割った値

t : 壁厚

b_w : コンクリートストラットの幅

なお、壁縦補強筋をアンボンドとした場合、ほぞ（ダウエル）効果は期待できないので、以下の式で滑り強度を算定する。

$${}_sp S_h = \mu \times S_{av} \quad (2-131)$$

<鉛直接合部の滑り強度：耐震壁、ボンド接合（完全付着）>

鉛直接合部に関しては、横補強筋が存在しないので、ほぞ（ダウエル）効果は考えない。

$$S_{sp} S_v = \mu \times S_{ah}$$

(2-132)

$$S_{ah} = \frac{\sigma_{ah} t b_w}{\cos \theta}$$

(2-133)

S_{ah} : コンクリートストラットが最大耐力時に、一本の圧縮ストラットから鉛直接合部に作用する水平方向力

σ_{ah} : コンクリートストラットが最大耐力時に、鉛直接合部に作用する水平方向の応力度

$$\sigma_{ah} = 0.63 \sigma_B \cos \theta \cos \theta$$

(2-134)

<水平接合部の剛性>

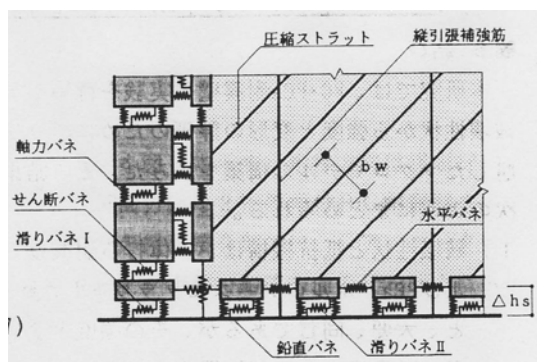
$${}_c K_s = \frac{Gt}{\Delta h_s} \frac{b_w}{\sin \theta}$$

(2-135)

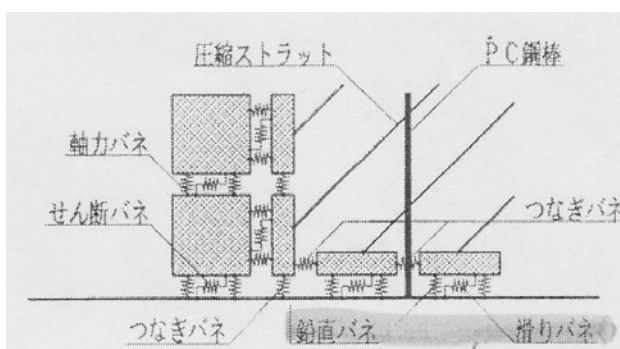
<鉛直接合部の剛性>

$${}_c K_s = \frac{Gt}{\Delta h_s} \frac{b_w}{\cos \theta}$$

(2-136)

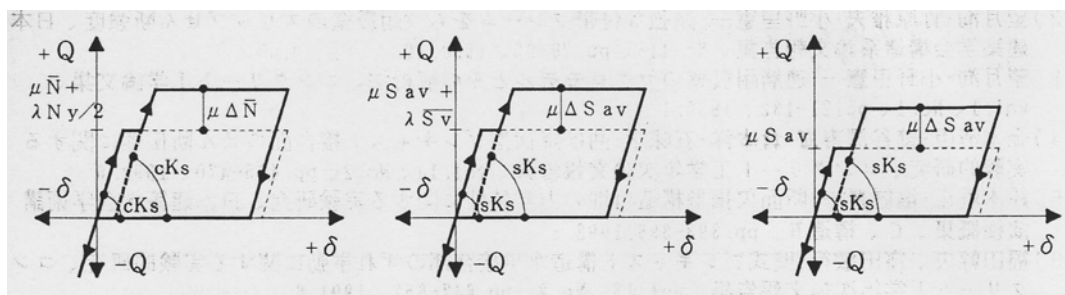


(a) 柱の滑り拘束を許容する場合



(b) 柱の滑りを拘束する場合

図 2-51 望月らによるプレキャスト耐震壁のマクロモデル



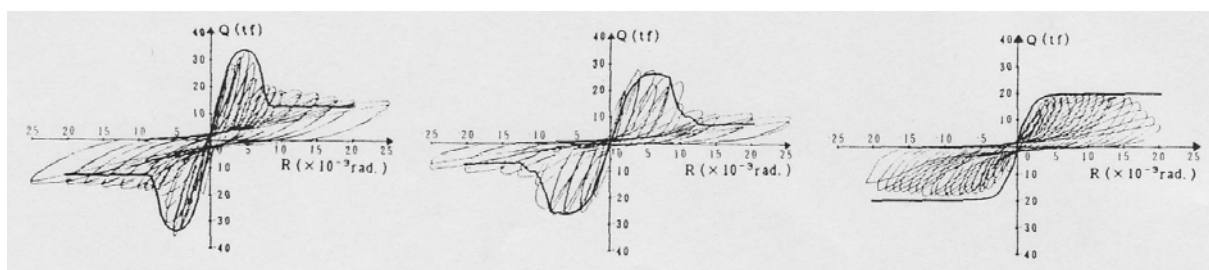
(a) 滑りバネⅠ
(柱脚部)

(b) 滑りバネⅡ
(ボンド接合)

(c) 滑りバネⅢ
(アンボンド接合)

図 2-52 滑りの構成則

望月らによる弾塑性解析の結果の一部を以下に示す。無開口耐震壁の荷重—変形関係を 図 2-53 及び 図 2-54 に示す。解析の包絡線は実験結果を概ね良好に予測している。但し、このマクロモデルは、耐震壁に斜め方向の亀裂が十分に生じた状態を対象としている為、実験における初期剛性の予測に関しては、困難であると考えられる。また、繰返し载荷に関しては、コンクリートストラットの復元力特性を原点指向型としている為、いずれの試験体もスリップ型の履歴曲線を描いている。

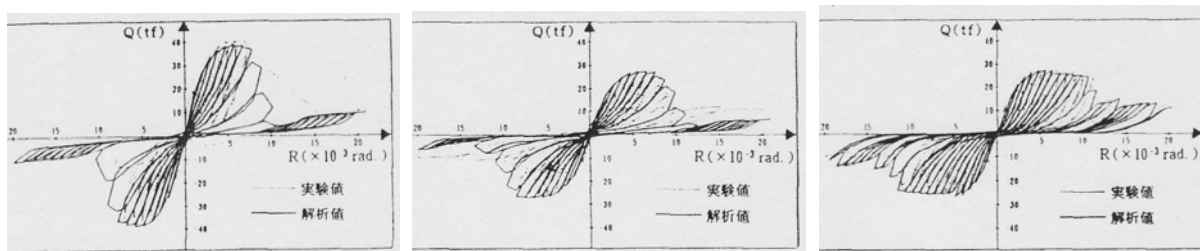


(a) せん断破壊型

(b) 曲げ、せん断破壊型

(c) 曲げ破壊型

図 2-53 無開口耐震壁の荷重—変形関係（一方向载荷）



(a) せん断破壊型

(b) 曲げ、せん断破壊型

(c) 曲げ破壊型

図 2-54 無開口耐震壁の荷重—変形関係（繰返し载荷）

次に、偏在開口を有する耐震壁の荷重—変形関係の一部を 図 2-55 に示す。特に正方向载荷時（右方向から左方向への载荷）の包絡線は非常に再現性が高い。また、マクロモデルの損傷状況を 図 2-56 に示す。望月らのマクロモデルは、耐震壁の変形に応じて変化する圧縮力（コンクリートストラットが負担）や引張力（補強筋が負担）の分布を求める事ができる点が非常に優れている。これらの内力分布を用いる事によって、耐震壁における水平せん断力の伝達機構が明らかになる。

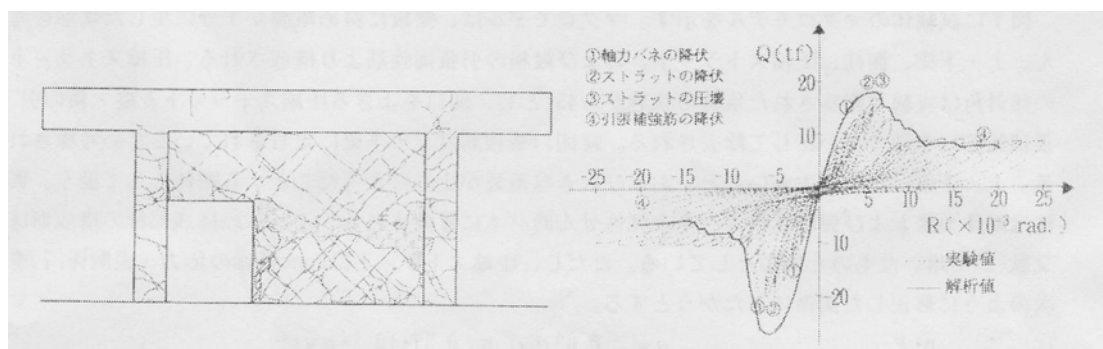


図 2-55 偏在開口を有する耐震壁
(試験体名：94SWO-5 破壊形式：最大耐力時に壁板中央が圧壊) の荷重－変形関係

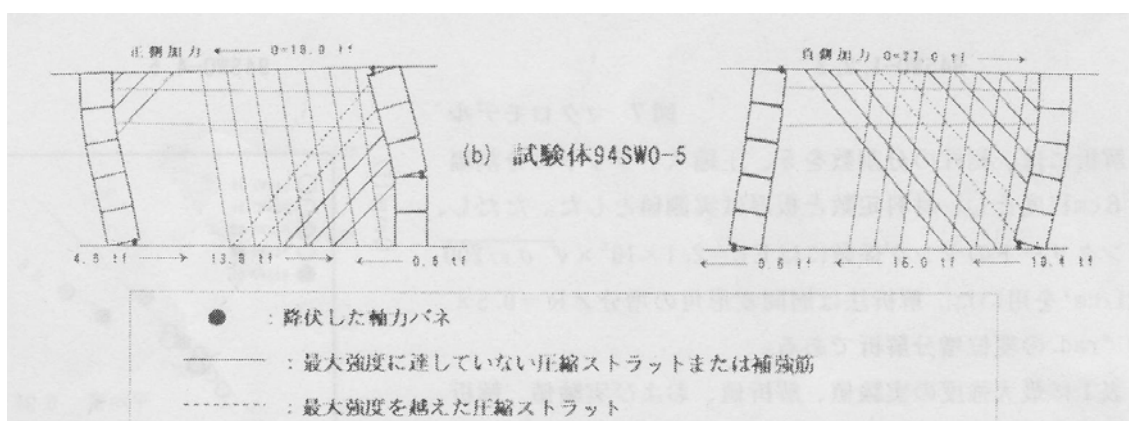


図 2-56 数値解析から予測される偏在開口を有する
耐震壁（試験体名：94SWO-5 破壊形式：最大耐力時に壁板中央が圧壊）の損傷状況

最後に、プレキャスト耐震壁の荷重－変形関係の一部を図 2-57に示す。この試験体は、図 2-51(a)に示すように、柱脚や壁脚の滑りを許容した試験体である。 μ と λ に関しては、金本らによる提案値 $(\mu, \lambda) = (0.6, 0.4)$ と、福田らによる提案値 $(\mu, \lambda) = (0.5, 1/\sqrt{3})$ を用いている。解析結果を見ると、 μ と λ の違いが解析結果に与える影響は非常に小さい。また、このマクロモデルは、実験における最大耐力以前の包絡線だけでなく、最大耐力後の耐力低下の傾向も概ね捉えている。

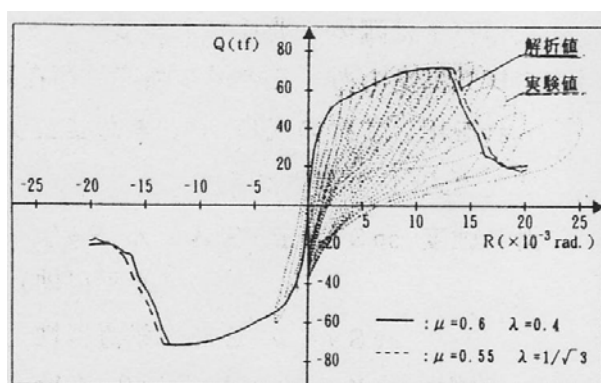


図 2-57 プレキャスト耐震壁（試験体名：PCWb-1 破壊形式：パネル隅角部の圧壊）
の荷重－変形結果

2.10.2 二羽らによる格子モデル

二羽らは、格子モデルを用いて、柱部材 [2-41][2-42] や骨組構造 [2-43] の弾塑性解析を行っている。格子モデルでは、図 2-58 に示すように、コンクリートは、トラス部材（曲げ圧縮部材、曲げ引張部材、斜め圧縮部材、斜め引張部材）とアーチ部材に置換される。鉄筋に関しては、軸方向鉄筋とせん断補強筋に分けてモデル化される。

二羽らによる格子モデルには、大きな特徴が 2 点あり、1 点目は、トラス部材の角度を 45 度に固定してモデル化を容易にする代わりに、アーチ部材によって、せん断補強筋降伏後の応力再分配を考慮する事が可能な点である。2 点目は、コンクリートの斜め引張部材により、従来のトラスモデルとは異なり、斜めひび割れ発生前後のせん断耐荷挙動を精度良く表現できる事である。なお、図 2-58(b) に示すように、アーチ部材とトラス部材に関しては、断面内における要素の幅を決める必要がある。（アーチ部材とトラス部材の幅の比率は、 $t:1-t$ で表される。）二羽らは、微小変形時におけるひずみエネルギーとポテンシャルエネルギーの和が最小となるように t を求めた。ひずみエネルギーは各部材のひずみから、ポテンシャルエネルギーは外力のなす仕事から算定できる。また、曲げ圧縮部材と曲げ引張部材のせいに関しては、軸方向鉄筋の中心位置から断面の最外縁までの 2 倍としている。

本研究では、二羽らの研究を参考として、基礎梁のモデル化を行っており、曲げ圧縮部材及び曲げ引張部材のせいを軸方向鉄筋の中心位置から断面縁までの 2 倍として設定し、岡村・前川らによるテンションスティフニングモデル [2-40] によるコンクリートと鉄筋の付着作用を考慮している。

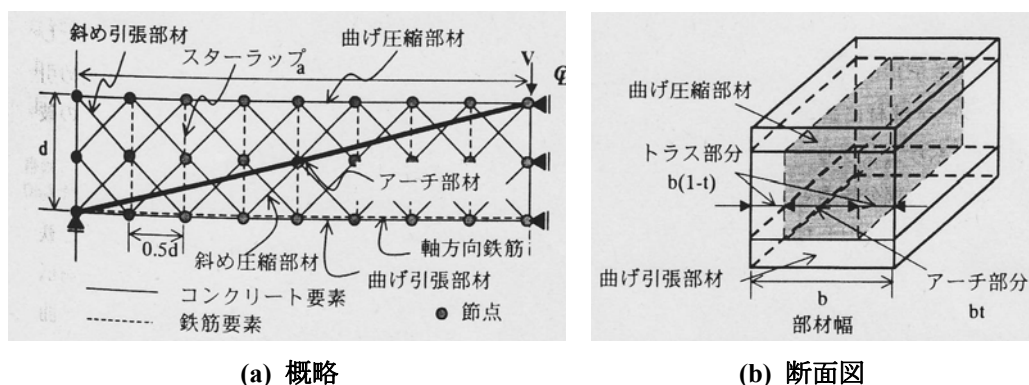


図 2-58 格子モデル

各部材の構成則に関しては、以下の通りである。

<コンクリートの斜め圧縮部材、斜め引張部材>

圧縮部材に関しては、図 2-59(a) に示すように、Mander らによる提案式を用いて、せん断補強筋による拘束効果を考慮している。また、圧縮部材と直交方向に位置する引張部材のひずみを用いて、図 2-59(b) に示すように、ひび割れたコンクリートの圧縮強度が低下する挙動を再現している。

$$\eta = \frac{1.0}{0.8 - 0.34 \left(\frac{\varepsilon_t}{-0.002} \right)} \leq 1$$

(2-137)

ε_t : コンクリートの引張ひずみ

なお、望月らが提案したマクロモデルや前川らが提案したFEM解析でも、ひび割れによるコンクリートの 1 軸圧縮強度の低減が考慮されている。強度低減率とコンクリートの引張ひずみの関係を 図 2-60に示す。望月らのモデルは主に終局状態を対象としたモデルであり、低減率は一定である。前川らのモデルでは、引張ひずみ 0.44%以降は、強度の低減が起こらないものとしている。一方、二羽らのモデルは、引張ひずみの増大に伴い、圧縮強度が低減し続ける。引張部材に関しては、図 2-59(c)の 1/4 モデルを用いており、コンクリートの破壊エネルギーに関しては、 $G_f = 0.1N/mm$ としている。

<コンクリートの曲げ圧縮部材、曲げ引張部材>

圧縮部材に関しては、図 2-59(a)に示すように、Collinsらによって提案された無拘束コンクリートの構成則を用いている。

$$\sigma_c' = -\eta \cdot f_c' \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon_c'}{\varepsilon_o'} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c'}{\varepsilon_o'} \right)^2 \right\} \quad (2-138)$$

η : コンクリート強度の低減率
 f_c' : コンクリートの圧縮強度
 ε_c' : コンクリートの圧縮ひずみ
 ε_o' : コンクリートの最大強度時ひずみ

また、引張部材に関しては、コンクリートと鉄筋の付着作用による、ひび割れ発生後の引張力の伝達を考慮し、岡村・前川らによるテンションスティフニングモデル [2-40]を採用している。ひび割れ開始ひずみは、0.0001 であり、ひび割れ発生後の応力-ひずみ関係は、以下の式で表される。

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.4} \quad (2-139)$$

f_t : コンクリートの引張強度
 ε_{cr} : コンクリートの引張強度時ひずみ(=0.0001)
 ε_t : コンクリートの引張ひずみ

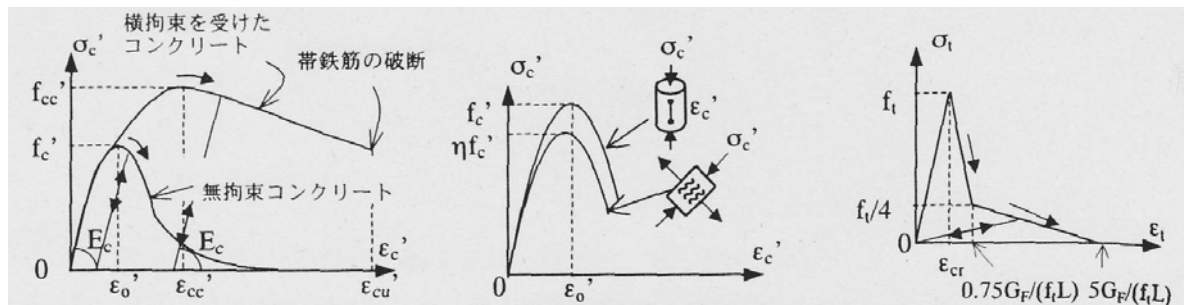
<鉄筋>

バイリニアモデルとし、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 である。繰り返しの履歴に関しては、バウシンガー効果を考慮する事ができる加藤モデルと同等の精度を有する、福浦らによる数値モデルが用いられている。

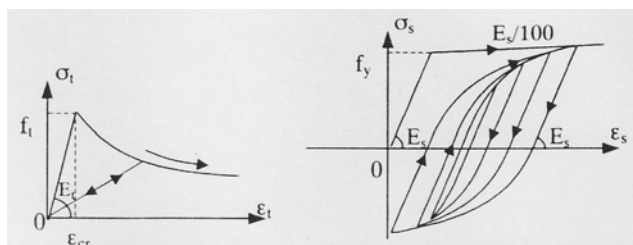
<コンクリートの圧縮モデルと引張モデルの連続性>

圧縮モデルから引張モデルへ移行する際には、圧縮塑性ひずみと引張応力 0 時のひずみが一致するように仮定している。また、引張モデルから圧縮モデルに移行する場合には、コンクリートの引張モ

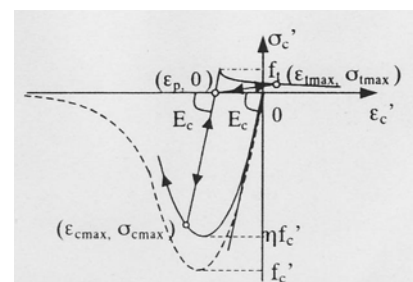
デルはいずれも原点指向型の復元力特性を持つので、引張モデルの原点位置から圧縮モデルに移行する。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係 (b) ひび割れたコンクリートの圧縮強度の低減 (c) 1/4 モデル



(d) テンションスティフニングモデル (e) 鉄筋の応力-ひずみ関係



(f) コンクリートの圧縮モデルと引張モデルの連続性

図 2-59 各部材の構成則

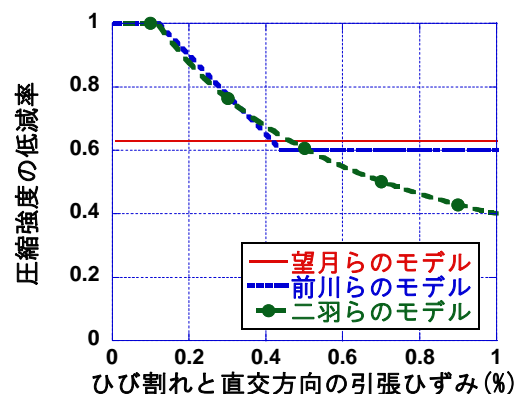


図 2-60 ひび割れたコンクリートの圧縮強度の低減

二羽らによる弾塑性解析の結果の一部を以下に示す。RC柱部材に関する研究 [2-41] で、対象とした試験体は、片持ち柱形式のRC造正方形断面柱部材（柱高さ 570mm、断面 200mm×200mm）である。载荷条件は、(1) 一定軸力（軸力比：1.96MPa/27.4MPa=7.2%）を与える場合と、(2) 変動軸力（最大軸力比：3.92MPa/27.4MPa=14.3%、最小軸力比：0MPa/27.4MPa=0%）を与える場合の 2 種類である。モデルの詳細を図 2-61 に示す。試験体は、基礎スラブを含む形でモデル化され、アーチ部材が载荷点と柱基部を結ぶ長い要素となっている。

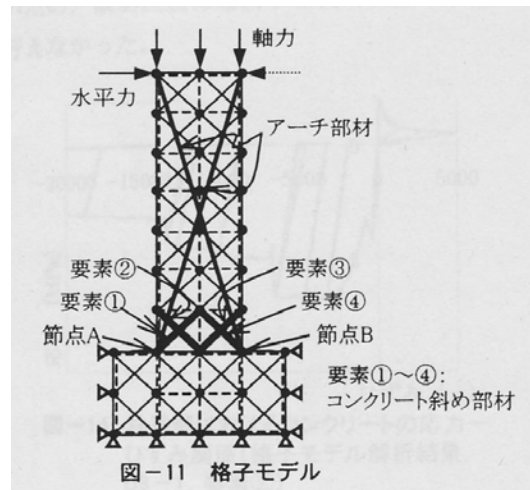
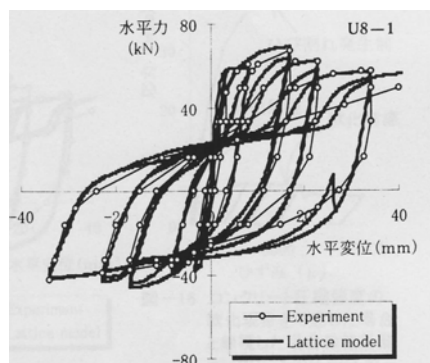
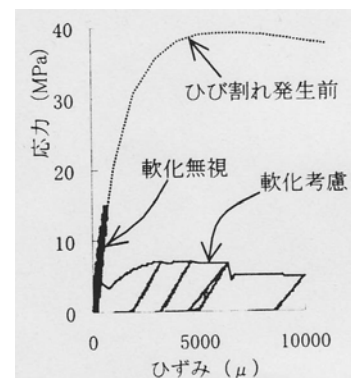


図 2-61 RC 柱部材モデル詳細

変動軸力を受ける試験体の水平荷重－水平変位の関係を 図 2-62(a)に示す。また、図 2-62(b)に 図 2-61に示す斜め方向の要素②の応力－ひずみ関係の履歴を示す。図 2-62(a)は、実験における繰り返し載荷の履歴を精度良く予測している。また、図 2-62(c)に示すように、特に斜め圧縮要素の強度低下の影響を考慮する事によって、斜め圧縮部材が塑性化している事が分かる。このようなコンクリート要素の軟化現象を再現する事により、図 2-62(a)における水平力の圧縮－引張が反転する際の除荷剛性から二次剛性へと変わる時の剛性低下を精度良く予測している。



(a) 荷重－変形関係



(b) 要素②における圧縮応力－ひずみ関係

図 2-62 変動軸力を受ける試験体

2.11. まとめ

本章では、本研究で目標とする曲げ降伏型連層耐震壁と杭基礎の地震時水平力抵抗機構を解明に関して、関連する既往の研究とその成果をまとめ、本研究で解決すべき問題点と共にこれを示した。また、本実験試験体をモデル化する際に有用な知見に関しても合わせて示した。以下に本章で得られた知見を示す。

- 1) 2.2 から 2.5 では、耐震壁及び基礎梁の設計に関する既往の論文を紹介した。本研究で対象とする曲げ降伏型耐震壁の復元力特性の算定に関しては、曲げひび割れ及び曲げ降伏によるせん断剛性の低下を評価できる鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説に記載された算定式が有効である事を確認した。基礎梁の設計に関しては、既往の設計手法における問題点を指摘した。一つは、耐震壁終局時における耐震壁及び基礎梁、杭の水平力抵抗機構のみを対象としており、水平力抵抗機構が耐震壁の変形に応じて推移する事を考慮していない点、もう一つは、耐震壁と基礎構造を独立して設計する為、それぞれの部材の変形の適合性や力の釣合に関して、両者の整合性が取れていない点である。以上の問題点を解決しない限り、基礎梁を含む各構造要素の合理的な設計は不可能であると考えられる。
- 2) 2.4 では床スラブの有効幅に関する文献を 5 編紹介し、選択する手法によって有効幅にばらつきがある事を示した。また、2.5 では、地震時において複雑な応力状態になる事が予想される桁行き方向杭頭接合部－基礎梁の部分架構実験及び FEM による数値解析の結果を示した。その結果、杭頭接合部における基礎梁主筋の定着状況が基礎梁の曲げ性状に大きく影響する事、また、杭と基礎梁を開く方向に載荷する場合には、接合部内において、杭頭圧縮域から基礎梁上端圧縮域に向けた圧縮ストラットが形成されるが、パイルキャップの形状によって、その分布や伝達幅が変化する事が確認された。本研究では、張間方向杭頭接合部を対象としているが、これらの研究で示された桁行き方向の応力伝達メカニズムと同様の機構が成り立つかどうかを載荷実験及び数値解析において確認する必要がある。
- 3) 2.6 では、上部構造、下部構造及び地盤の相互作用に関する数値解析の研究を紹介した。杭及び地盤をモデル化し、その変形を考慮する事によって、上部構造を骨組とした場合には、基礎固定モデルと比べて、水平剛性の低下が見られた。一方、上部構造を連層耐震壁とした場合には、基礎のロッキングによる架構全体の水平剛性の低下はみられたが、上部構造の復元力特性は、基礎固定モデルとほとんど同じであった。これは、基礎梁を剛として設計している事が原因であると考えられる。ゆえに、基礎梁に変形を許容した場合には、上部構造を骨組とした場合と同じく、連層耐震壁自体の復元力特性にも、剛性や耐力の低下が見られる可能性がある。また、杭頭の固定条件によって、杭のモーメント分布が大きく変化する事が同研究において確認されている。ゆえに、本研究のように基礎梁に変形を許容する場合には、基礎梁の変形による杭頭の拘束条件の変化にも注意する必要があるように思われる。
- 4) 2.7 では、ロードセルによって壁脚危険断面における局所せん断力及び軸力を計測した真田らの研究の結果を示した。実験から、耐震壁の変形が増大するにつれ、圧縮柱近傍で計測されるせん断力と軸力の割合が増加する事が確認された。また、2.8 では、水平せん断力の伝達領域が推移する原因が耐震壁の曲げ変形にあるものとし、耐震壁の中立軸位置からコンクリートストラットの幅を決定する手法を提案している。

- 5) 2.9 から 2.10 では、既往の耐震壁のマクロモデルを特徴別に分類し、本研究で特に着目している「耐震壁の変形に応じて、耐震壁から基礎構造へ伝達される水平せん断力の伝達経路が推移する挙動」を再現する事ができるマクロモデルを選定した。その結果、耐震壁部分に関しては、複数のコンクリートストラットを有する望月らによるマクロモデルを用いる事とした。また、基礎梁及び杭に関しては、柱梁部材に関して良好な解析結果が得られている二羽らによって提案された格子モデルの手法を参考にしてモデル化する事とした。

<2 章 参考文献>

- [2-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001
- [2-2] 平田昌宏，奈良岡誠也，金裕錫，真田靖士，松本和行，壁谷澤寿海，倉本洋，福田俊文，加藤敦，小川信行：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の震動実験（その 1～その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.705-712，2001
- [2-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- [2-4] 津田和明，江戸宏彰：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性（スケルトンカーブ）の算定法 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文集 第 569 号，pp.97-104，2003.7
- [2-5] 市之瀬敏勝，水谷浩：RC 耐震壁の曲げ・せん断変形，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.559-560，1996.9
- [2-6] Larry Dodd: The Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers subjected to New Zealand Seismicity
- [2-7] 藤本良：多軸載荷を受ける鉄筋コンクリート柱の履歴特性と損傷評価法に関する解析的研究，京都大学修士論文，2000.3
- [2-8] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1987
- [2-9] 日本建築協会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度法一，1999.11
- [2-10] 社団法人プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成 第 3 編 WR-PC の設計，2003.1
- [2-11] American Concrete Institute：Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)
- [2-12] R. Park and T. Paulay: Reinforced Concrete Structures, JOHN WILEY & SONS, Inc. 1975
- [2-13] T. Paulay and M.J.N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & SONS, Inc. 1992
- [2-14] 小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章：水平力を受ける場所打ち杭－基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 509 号，pp.83-90，1998.7
- [2-15] 小林勝巳，丸隆宏，寺岡勝，和田章：側柱下の場所打ち杭－基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 520 号，pp.61-68，1999.6
- [2-16] 米澤健次，倉本洋，井上芳生：地震荷重を受ける場所打ち杭頭接合部の 3 次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.29 No.3，pp.271-276，2007.7
- [2-17] 日本建築学会 関東支部：基礎構造の設計 学びやすい構造設計，2003.1
- [2-18] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2002.4
- [2-19] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 1～6），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.395-406，2001.9
- [2-20] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 7～11），日本建築学会大会学術講

- 演梗概集, pp.573-582, 2002.8
- [2-21] 堀井昌博, 斉藤安生, 石井正人: 地盤の塑性性状と杭頭の固定度を考慮した杭頭の応力と変形の近似式, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 構造 I, pp.545~546, 1997.9
- [2-22] 真田靖士, 村瀬正樹, 壁谷澤寿海: RC 造耐震壁の局所せん断力・軸力の計測実験, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.27 No.2, pp.451-456, 2005.6
- [2-23] 真田靖士, 壁谷澤寿海: RC 造耐震壁の局所力計測実験を対象とする FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185-186, 2006.9
- [2-24] 後藤康明, 長沼一洋, 林静雄: 解析モデルによる部材の破壊現象の解明 2, 日本建築学会 シンポジウム コンクリート系構造の部材解析モデルの設計への応用, pp.23-29, 2004.3
- [2-25] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説: 2001.9
- [2-26] 松本和行, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 構造物の動的非線形解析における鉄筋コンクリート造耐震壁の部材モデル, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15 No.2, pp.1173-1178, 1993
- [2-27] 陳少華, 壁谷澤寿海: 非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁のモデル, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.21 No.3, pp.763-768, 1999
- [2-28] 真田靖士, 壁谷澤寿海: 早期にせん断破壊する RC 耐震壁の局所せん断力から推察される水平抵抗機構, 日本建築学会 土木学会 構造工学論文集 Vol.53B, pp.95-100, 2007.3
- [2-29] 竹原雅夫, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝行: 有開口連層耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15 No.2, pp.1197-1200, 1993
- [2-30] 竹原雅夫, 望月洵, 飯田正敏, 村本肇: 大きな偏在開口をもつ耐震壁の強度と変形, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17 No.2, pp.535-540, 1995
- [2-31] 星聡美, 望月重: プレキャスト単独耐震壁のブレース置換による解析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18 No.2, pp.1223-1228, 1996
- [2-32] 兼平雄吉, 小野里憲一, 竹原雅夫, 望月洵: 単層耐震壁の最大強度に及ぼす上下梁の拘束効果, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24 No.2, pp.481-486, 2002
- [2-33] 竹内克己, 望月洵, 小野里憲一, 谷本和彦: $\sigma B=400\text{kgf/cm}^2$ レベルの連層耐震壁の変形と強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.299-300, 1993.9
- [2-34] 鈴木章司, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝行: 正負繰返し水平力をうける耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.307-308, 1993.9
- [2-35] 竹原雅夫, 竹内光理, 望月洵: 高強度コンクリート耐震壁の破壊性状とマクロモデル, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19 No.2, pp.1047-1052, 1997
- [2-36] 竹原雅夫, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝行: 有開口耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.303-304, 1993.9
- [2-37] 赤塚孝行, 望月洵, 竹原雅夫, 小野里憲一: X型補強筋をもつ有開口耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.305-306, 1993.9
- [2-38] 望月洵, 小野里憲一, 中村勝, 倉持春夫: プレキャスト・プレストレスト耐震壁の強度と変形, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15 No.2, pp.1201-1206, 1993
- [2-39] 望月洵, 藤野一郎, 倉持春夫: 滑りを完全に拘束したプレキャスト・プレストレストコンクリート耐震壁の破壊性状と強度と変形の解析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19 No.2, pp.1053-1058, 1997
- [2-40] 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- [2-41] 三木朋広, Manakan LERTSAMATTIYAKUL, 二羽淳一郎: 格子モデルによる軸力と曲げを受ける RC 柱部材の塑性変形性能, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.23 No.3, pp.199-204, 2001

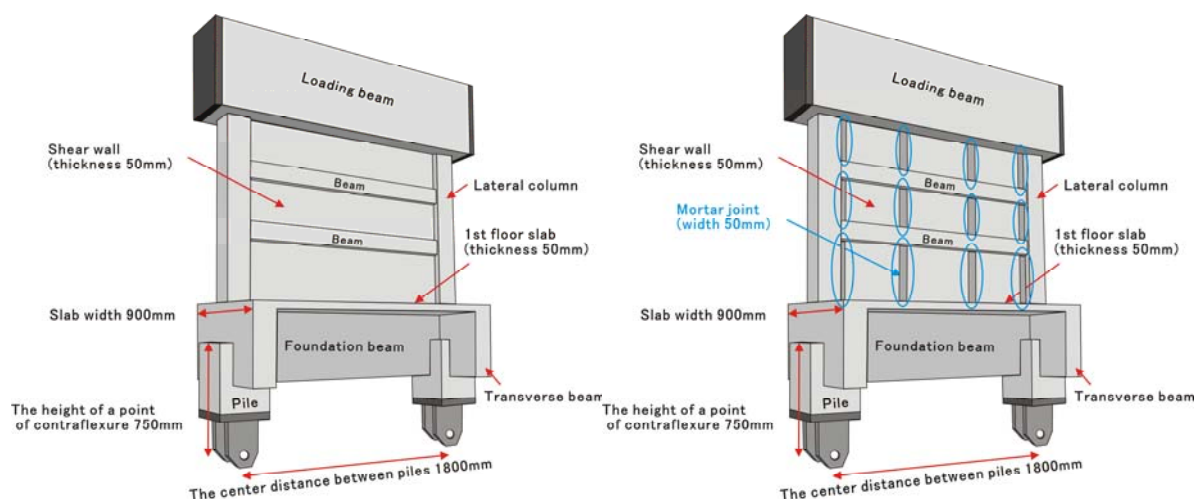
- [2-42] 伊藤睦, 二羽淳一郎, 田邊忠顕: 格子モデルによる RC 柱の繰り返し強度－変形解析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.21 No.3, pp.439-444, 1999
- [2-43] 伊藤睦, 二羽淳一郎: 格子モデルによる RC フレームの強度－変形関係, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.20 No.3, pp.367-372, 1998

第3章 実験概要

3.1. はじめに

本研究で取り扱うのは、京都大学において 2003 年度から 2005 年度にかけて静的載荷実験を行った計 4 体の試験体である。試験体は、縮尺 15% の小型試験体 (MNW, PCW) が 2 体と、縮尺 25% の大型試験体 (MNWL, PCWL) が 2 体となっている。また、名前の MNW は一体打ち耐震壁を示し、PCW はプレキャスト壁を示している。

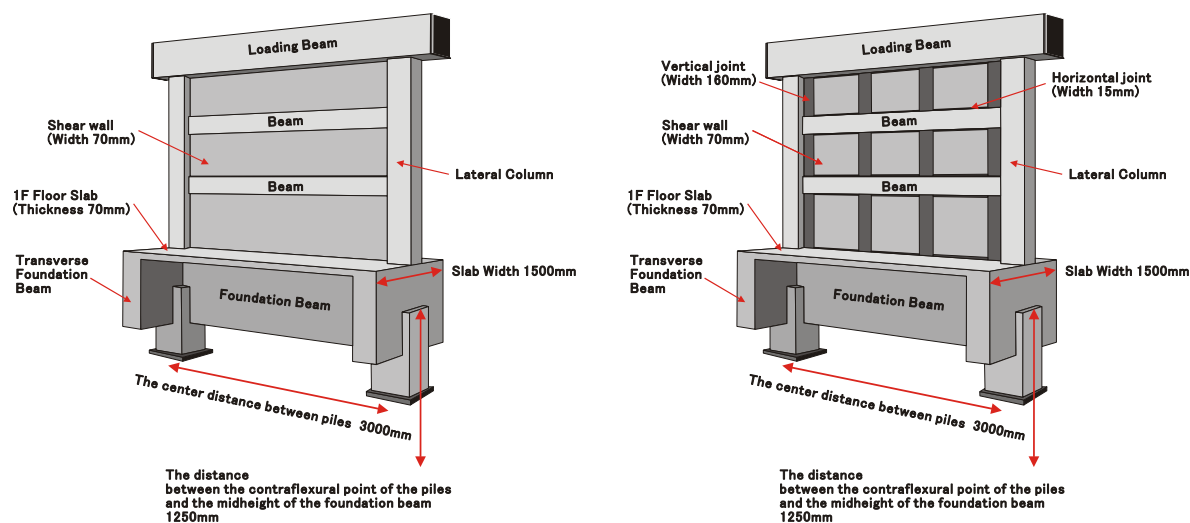
ここで簡単に本実験試験体の概要について述べておく。試験体は、図 3-1 及び 図 3-2 に示すように上部構造（連層耐震壁、載荷梁）と下部構造（基礎梁、直交梁、杭）から構成されている。本試験体の大きな特徴は、耐震壁だけでなく、基礎構造もモデル化した点である。本実験試験体を用いた載荷実験では、以下のような利点があると考えられ、杭基礎を有する連層耐震壁構造の水平力伝達機構をより現実の建物に近い形で模擬する事ができる。



(a) MNW 試験体

(b) PCW 試験体

図 3-1 試験体鳥瞰図 (小型試験体)



(a) MNWL 試験体

(b) PCWL 試験体

図 3-2 試験体鳥瞰図 (大型試験体)

- 載荷実験では、耐震壁に水平荷重を入力するだけでなく、杭に関しても水平荷重を負担させ、杭頭にモーメントを与えている。その結果、基礎梁には杭頭からのモーメントが伝達され、耐震壁下基礎梁の応力状態を詳細に検討する事が出来る。
- 従来の実験的研究では、耐震壁の載荷実験は、非常に剛な基礎梁に支持される形で行われる事が多く、基礎梁の変形が耐震壁の挙動に与える影響が考慮される事はほとんど無いが、本実験試験体では、このような影響を再現できる。

本実験では、一体打ち耐震壁を有するMNW及びMNWL試験体とは別に、PCa壁の接合部を模擬した目地モルタル部分を設けたPCW試験体及びPCWL試験体も製作した。一体打ちの耐震壁では、図 3-3(a)に示すように、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、耐震壁脚部と基礎梁との間に離間が生じ、耐震壁から基礎梁への水平力の伝達は、圧縮柱近傍において行われるようになる。一方、各層耐震壁の上下に水平方向の目地を有するPCa壁は、一体打ちの壁とは異なり目地部分ですべりが生じる為、連層アーチ機構は形成されず、図 3-3(b)に示すように、各層アーチ機構が形成される。但し、各層アーチ機構によって伝達される耐震壁入力水平力も、結局は耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、圧縮柱近傍において基礎梁へと伝達される。ここで、さらに各層の鉛直方向にも水平目地を有するPCa壁を考える。通常、このような鉛直目地には、PCa壁が一体打ち耐震壁と同様の性能を有し、滑りを生じずにせん断力の伝達が行えるようにコッター等が設けられる。しかしながら、コッターを廃し、目地における滑りを許容した状況で水平力を与えると、図 3-3(c)に示すように、各PCa壁が独立して回転するようになり、それぞれのPCa壁を介して基礎梁に水平力が伝達される。ゆえに、各PCa壁の回転挙動により、基礎梁に伝達される水平力の分布は、一体打ち壁や鉛直目地の滑りを許容しないPCa壁とは異なったものになる。

中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説^[3-7]によると、基礎梁主筋の設計を行う際には、図 3-3(a)に示すように耐震壁終局時において上部構造から基礎梁へと伝達される水平力は、圧縮柱脚部近傍においてのみ伝達されると考え、引張杭が負担する水平力が引張軸力として基礎梁全長に渡って作用するものとした検討が行われている。しかしながら、図 3-3(c)に示すようなPCa壁としての挙動を積極的に活用し、水平力が均等に基礎梁へと伝達されるようにすれば、引張軸力が作用する領域が狭くなり、基礎梁の損傷を軽減できる可能性がある。

そこで、PCW 試験体及び PCWL 試験体に関しては、目地部分にコッター等を設けず、滑りが誘発されやすい状況下で載荷実験を行った。但し、本実験試験体は元々耐震壁の曲げ降伏が卓越するように、中高層の建物を想定建物として設計されており、せん断による破壊が起こりにくい状況になっている。事実、目地部分におけるせん断滑り強度を算定しているが、いずれの試験体においても滑りが発生しない安全側の結果が得られている。ゆえに、滑り破壊が起こりやすい状況となるように、試験体の載荷状況を変えるという方法も選択肢としてはあったが、(1) 一体打ち試験体における水平力抵抗機構でさえも明らかになっておらず、せん断が卓越するような載荷条件に変更する事で、耐震壁脚部の離間挙動が再現できなくなる可能性があった事、(2) 一体打ち試験体と PCa 壁試験体の載荷条件を変える事で、両者の性能比較を行うのが困難になる事の二つが背景にあり、最終的には、当初目標としていた PCa 壁の破壊メカニズムが再現できない可能性はあったが、耐震壁脚部の離間挙動を再現する事を優先し、曲げが卓越する条件下ですべての試験体の載荷を行った。

最初に設計された PCW 試験体に関しては、鉛直接合部のみを与えたが、載荷実験では、目地部において滑り挙動がほとんど生じなかった為、後に設計した PCWL 試験体には、鉛直接合部だけでなく、水平接合部も設置し、滑りが生じやすい状況で載荷実験を行った。

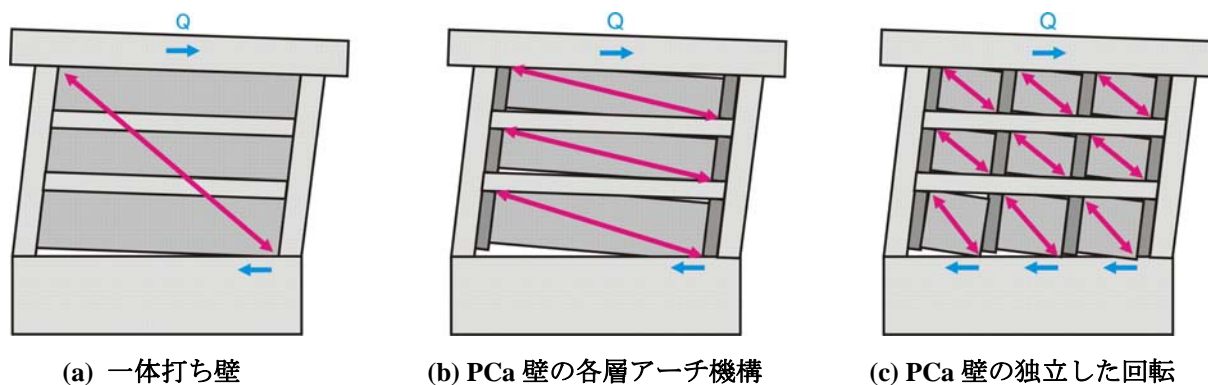


図 3-3 PCa 壁の目地部分におけるすべり挙動

3. 2. 本研究成果の適用範囲

耐震壁脚部を曲げ降伏させると、基礎梁上端との間に離間が生じ、耐震壁から基礎構造に向けて形成される水平せん断力伝達経路に影響を及ぼす。本研究では、耐震壁脚部と基礎梁上端との離間が、耐震壁や基礎梁の耐震性能や損傷に与える影響を定量化する事が大きな目的となっており、実験試験体においても確実にこのような破壊メカニズムを形成させる必要がある。したがって、耐震壁の破壊形式に関しては、耐震壁脚部の曲げ降伏が、耐震壁のせん断破壊に先行するように設計を行っている。また、杭に関しても、杭頭の曲げ降伏を許容すると、図 3-4(a)に示すように、水平荷重に対して、基礎部分のみで水平変形の大部分を負担し、想定した破壊メカニズムが得られない可能性がある為、十分な主筋量を与え、載荷中、曲げ降伏が確実に起こらないように設計した。ゆえに、本研究で対象とするのは、杭の変形が架構全体の大部分を負担するような構造体ではなく、耐震壁部分にもある程度の変形が要求される構造体である。

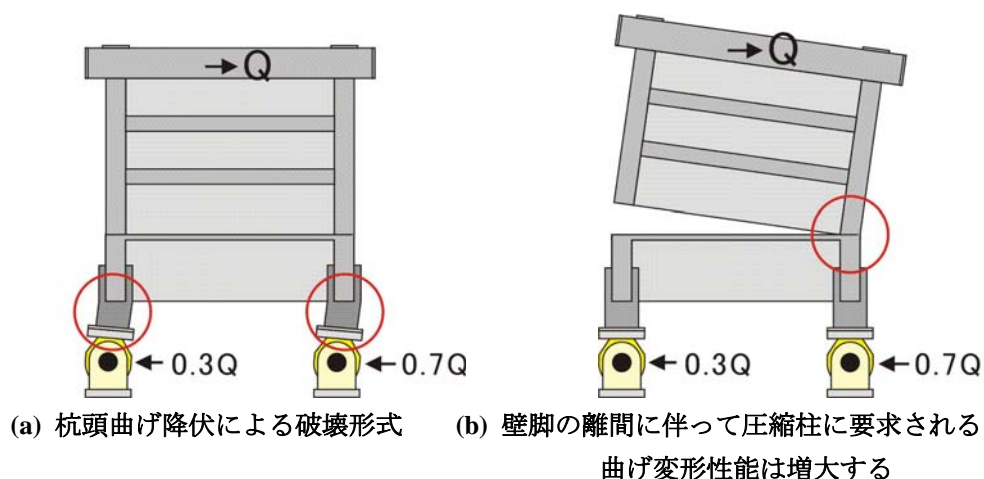


図 3-4 耐震壁の破壊形式の確認

なお、耐震壁脚部において離間が発生すると、圧縮柱にはせん断力及び圧縮軸力が集中し、せん断破壊やコアコンクリートの圧壊、主筋の座屈、破断など早期の崩壊に至る可能性がある。そこで、本研究では、耐震壁の十分な曲げ変形性能を確保する為、耐震壁側柱に十分な量のせん断補強筋を配した。以下の3項目に対して検討を行い、耐震壁柱に十分な変形性能と強度がある事を確認した。

- (1) 耐震壁としての検討（圧縮柱コアコンクリートが補強筋で十分に拘束されているか検討する）
- (2) 柱部材としての検討1（脚部に曲げ変形が集中した時に十分な変形性能があるか検討する）
- (3) 柱部材としての検討2（圧縮柱のみで耐震壁入力せん断力に抵抗する事ができるか検討する）

計算方法等に関しては、3.6.5 で詳しく述べるが、いずれの検討方法を用いても、1F 耐震壁変形角 1.0% までは、圧縮側柱において耐力低下を引き起こすような大きな損傷は起こらない事が確認されている。ゆえに、本研究において取り扱う耐震壁としては、1F 耐震壁変形角にして 1.0%を越えるような十分な曲げ変形性能を持った 1 スパンの曲げ降伏型の耐震壁を対象とする。

表 3-1 本実験試験体の曲げ変形性能を示す限界曲率時の 1F 変形角

		MNW	PCW	MNWL	PCWL
耐震壁としての 検討	限界曲率	4.23E-05		2.53E-05	2.51E-05
	1F曲げ変形角 (%)	0.97		0.96	0.96
カンチレバー柱 としての検討	限界曲率	1.10E-04		5.82E-05	5.01E-05
	1F層間変形角 (%)	1.46		1.25	1.08

また、本実験試験体はいずれも比較的断面が大きい枠梁を各階に配置しているので、曲げによる損傷が 1F 耐震壁に集中しやすい状況となっている。ゆえに、枠梁を設けず、耐震壁脚部の塑性ヒンジ領域が 2F まで広がっていくような耐震壁に関しては、本研究の成果が適用できない場合もあると考えられるので、注意されたい。次節からは、実験試験体の想定建物である 14F 及び 20F 建て鉄筋コンクリート造住宅の概要を説明し、その後、試験体の設計用荷重、設計及び載荷方法に関する説明を行う。

3.3. 想定建物の概要

3.3.1 立面計画と平面計画

想定建物に関しては、耐震壁脚部が曲げ降伏し、せん断破壊が起こりにくい载荷条件とする為、鉄筋コンクリート造 14 階建て住宅とした。但し、MNW 試験体と PCW 試験体については、実験時に誤った载荷条件を与えた為、後に階数を増やし、20 階建ての想定建物に近い载荷条件を与えていた事を確認している。これらの想定建物の中央の桁行き方向 1 スパン分のみを切り出して試験体を製作する。

表 3-2 想定建物スパン、階数

	X方向スパン数 (純ラーメン構造)	X方向スパン長さ (m)	Y方向スパン数 (連層耐震壁構造)	Y方向スパン長さ (m)	階数
MNW PCW	10	6	1	12	20
MNWL PCWL	10	6	1	12	14

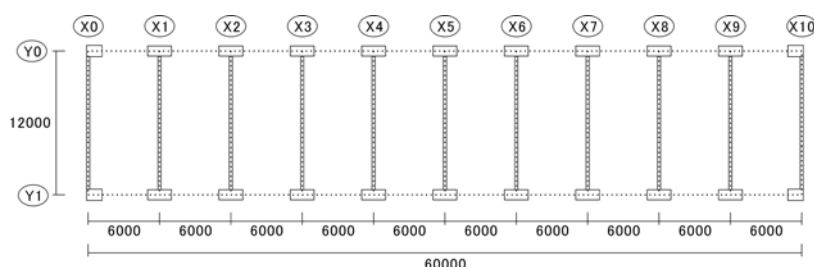
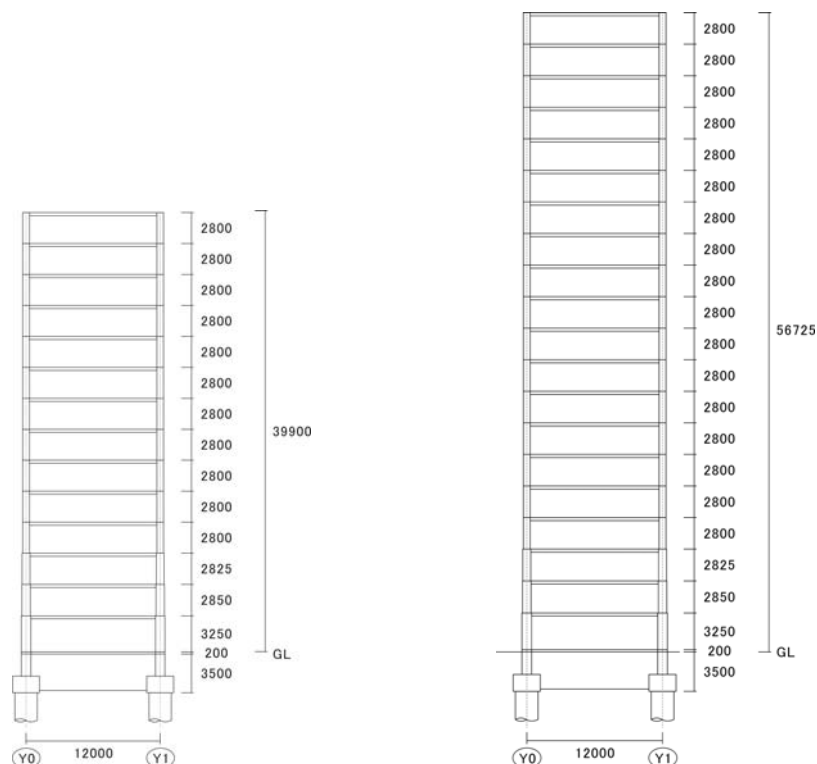


図 3-5 平面図 (単位:mm)



(a) 14 階建て (MNWL、PCWL)

(b) 20 階建て (MNW、PCW)

図 3-6 立面図 (単位:mm)

表 3-3 断面寸法

(a) MNWL、PCWL

階	高さ		幅		桁行き one_span
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF	2800	39900	12000	60000	6000
F14	2800	37100	12000	60000	6000
F13	2800	34300	12000	60000	6000
F12	2800	31500	12000	60000	6000
F11	2800	28700	12000	60000	6000
F10	2800	25900	12000	60000	6000
F9	2800	23100	12000	60000	6000
F8	2800	20300	12000	60000	6000
F7	2800	17500	12000	60000	6000
F6	2800	14700	12000	60000	6000
F5	2800	11900	12000	60000	6000
F4	2800	9100	12000	60000	6000
F3	2850	6300	12000	60000	6000
F2	3450	3450	12000	60000	6000
F1		0	12000	60000	6000

階	柱		杭	パイルキャップ	
	b (mm)	D (mm)	直径 (mm)	一辺 (mm)	高さ (mm)
F14	2000	600			
F13	2000	600			
F12	2000	600			
F11	2000	600			
F10	2000	600			
F9	2000	600			
F8	2000	600			
F7	2000	600			
F6	2000	600			
F5	2000	600			
F4	2000	600			
F3	2000	700			
F2	2000	750			
F1	2000	850			
基礎			2000	2400	1500

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F14			600	750
F13			600	750
F12			600	750
F11			600	750
F10			600	750
F9			600	750
F8			600	750
F7			600	750
F6			600	750
F5			600	750
F4			600	750
F3			700	750
F2			750	800
F1	260	800	850	800
基礎梁	600	3500	850	3500

層	耐震壁 厚さ (mm)	床スラブ 厚さ (mm)
F14	180	280
F13	180	280
F12	180	280
F11	180	280
F10	180	280
F9	180	280
F8	180	280
F7	180	280
F6	180	280
F5	200	280
F4	200	280
F3	220	280
F2	220	280
F1	260	280

表 3-3 断面寸法

(b) MNW、PCW

階	高さ		幅		桁行き one_span
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF	2800	56700	12000	60000	6000
F20	2800	53900	12000	60000	6000
F19	2800	51100	12000	60000	6000
F18	2800	48300	12000	60000	6000
F17	2800	45500	12000	60000	6000
F16	2800	42700	12000	60000	6000
F15	2800	39900	12000	60000	6000
F14	2800	37100	12000	60000	6000
F13	2800	34300	12000	60000	6000
F12	2800	31500	12000	60000	6000
F11	2800	28700	12000	60000	6000
F10	2800	25900	12000	60000	6000
F9	2800	23100	12000	60000	6000
F8	2800	20300	12000	60000	6000
F7	2800	17500	12000	60000	6000
F6	2800	14700	12000	60000	6000
F5	2800	11900	12000	60000	6000
F4	2800	9100	12000	60000	6000
F3	2850	6300	12000	60000	6000
F2	3450	3450	12000	60000	6000
F1		0	12000	60000	6000

階	柱		杭	パイルキャップ	
	b (mm)	D (mm)	直径 (mm)	一辺 (mm)	高さ (mm)
F20	2000	600			
F19	2000	600			
F18	2000	600			
F17	2000	600			
F16	2000	600			
F15	2000	600			
F14	2000	600			
F13	2000	600			
F12	2000	600			
F11	2000	600			
F10	2000	600			
F9	2000	600			
F8	2000	600			
F7	2000	600			
F6	2000	600			
F5	2000	600			
F4	2000	600			
F3	2000	700			
F2	2000	750			
F1	2000	850			
基礎			2000	2400	1500

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F20			600	750
F19			600	750
F18			600	750
F17			600	750
F16			600	750
F15			600	750
F14			600	750
F13			600	750
F12			600	750
F11			600	750
F10			600	750
F9			600	750
F8			600	750
F7			600	750
F6			600	750
F5			600	750
F4			600	750
F3			700	750
F2			750	800
F1	260	800	850	800
基礎梁	600	3500	850	3500

層	耐震壁 厚さ (mm)	床スラブ 厚さ (mm)
F20	180	280
F19	180	280
F18	180	280
F17	180	280
F16	180	280
F15	180	280
F14	180	280
F13	180	280
F12	180	280
F11	180	280
F10	180	280
F9	180	280
F8	180	280
F7	180	280
F6	180	280
F5	200	280
F4	200	280
F3	220	280
F2	220	280
F1	260	280

3.3.2 材料

想定建物で用いられているコンクリート、鉄筋の材料特性を 表 3-4に示す。なお、コンクリートに関しては、試験体で製作する 3Fまでの値を示した。

表 3-4 想定建物の材料特性

コンクリート		鉄筋	
設計基準強度		種類	
基礎	:33MPa	D10～D16	SD295A
1階	:36MPa	D19～D25	SD345
2階～4階	:33MPa	D29、D32	SD390

3.3.3 断面の修正

想定建物では、柱の断面の形状は、表 3-3に示すように桁行き方向の曲げに対して有効に抵抗できるように、桁行き方向の断面寸法が張間方向と比較して大きく、長方形断面となっている。しかしながら、本実験では桁行き方向の抵抗機構については対象としないので、試験体製作を簡略化する為に、張間方向の曲げ剛性が等しくなるように、長方形断面を正方形断面に変更する事にした。変更した柱の断面寸法を 表 3-5に示す。なお、それに伴い、桁行き方向の基礎梁（以後直交梁）の幅も柱幅に揃える形で変更している。（変更前 850mm→変更後 1050mm）

表 3-5 柱の断面変更

(a) MNWL、PCWL

階	柱（変更前）			階	柱（変更後）			断面二次モーメント比
	b (mm)	D (mm)	$I=1/12BD^3$		b (mm)	D (mm)	$I=1/12BD^3$	
F14	2000	600	3.60E+10	F14	810	810	3.59E+10	1.00
F13	2000	600	3.60E+10	F13	810	810	3.59E+10	1.00
F12	2000	600	3.60E+10	F12	810	810	3.59E+10	1.00
F11	2000	600	3.60E+10	F11	810	810	3.59E+10	1.00
F10	2000	600	3.60E+10	F10	810	810	3.59E+10	1.00
F9	2000	600	3.60E+10	F9	810	810	3.59E+10	1.00
F8	2000	600	3.60E+10	F8	810	810	3.59E+10	1.00
F7	2000	600	3.60E+10	F7	810	810	3.59E+10	1.00
F6	2000	600	3.60E+10	F6	810	810	3.59E+10	1.00
F5	2000	600	3.60E+10	F5	810	810	3.59E+10	1.00
F4	2000	600	3.60E+10	F4	810	810	3.59E+10	1.00
F3	2000	700	5.72E+10	F3	910	910	5.71E+10	1.00
F2	2000	750	7.03E+10	F2	960	960	7.08E+10	1.01
F1	2000	850	1.02E+11	F1	1050	1050	1.01E+11	0.99
基礎				基礎				

(b) MNW、PCW

階	柱（変更前）			階	柱（変更後）			断面二次モーメント比
	b (mm)	D (mm)	$I=1/12BD^3$		b (mm)	D (mm)	$I=1/12BD^3$	
F20	2000	600	3.60E+10	F20	810	810	3.59E+10	1.00
F19	2000	600	3.60E+10	F19	810	810	3.59E+10	1.00
F18	2000	600	3.60E+10	F18	810	810	3.59E+10	1.00
F17	2000	600	3.60E+10	F17	810	810	3.59E+10	1.00
F16	2000	600	3.60E+10	F16	810	810	3.59E+10	1.00
F15	2000	600	3.60E+10	F15	810	810	3.59E+10	1.00
F14	2000	600	3.60E+10	F14	810	810	3.59E+10	1.00
F13	2000	600	3.60E+10	F13	810	810	3.59E+10	1.00
F12	2000	600	3.60E+10	F12	810	810	3.59E+10	1.00
F11	2000	600	3.60E+10	F11	810	810	3.59E+10	1.00
F10	2000	600	3.60E+10	F10	810	810	3.59E+10	1.00
F9	2000	600	3.60E+10	F9	810	810	3.59E+10	1.00
F8	2000	600	3.60E+10	F8	810	810	3.59E+10	1.00
F7	2000	600	3.60E+10	F7	810	810	3.59E+10	1.00
F6	2000	600	3.60E+10	F6	810	810	3.59E+10	1.00
F5	2000	600	3.60E+10	F5	810	810	3.59E+10	1.00
F4	2000	600	3.60E+10	F4	810	810	3.59E+10	1.00
F3	2000	700	5.72E+10	F3	910	910	5.71E+10	1.00
F2	2000	750	7.03E+10	F2	960	960	7.08E+10	1.01
F1	2000	850	1.02E+11	F1	1050	1050	1.01E+11	0.99
基礎				基礎				

3.3.4 Ai分布による設計用地震荷重の算定

表 3-6に示す固定荷重表、表 3-7に示す床荷重表を用いて、耐震壁柱が負担する長期荷重の算定の算定を行った。その結果を 表 3-9に示す。また、文献 [3-3][3-4]に基づいてAi分布による設計用地震荷重及び柱に作用する短期荷重の算定を行った。その結果を 表 3-8及び 表 3-10に示す。

$$Q_i = C_i \sum_{j=i}^N W_j \quad (3-1)$$

$$C_i = ZR_i A_i C_0 \quad (3-2)$$

$$R_i = \begin{cases} 1 & T < T_c \\ 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 & T_c \leq T < 2T_c \\ 1.6T_c/T & 2T_c \leq T \end{cases} \quad (3-3)$$

$$T = 0.02h \quad (3-4)$$

$$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i) \cdot 2T/(1+3T) \quad (3-5)$$

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^N W_j / \sum_{j=1}^N W_j \quad (3-6)$$

- Q_i : 地震層せん断力
 C_i : せん断力係数
 C_0 : 標準せん断力係数 (=0.2 許容応力度設計用)
 W_j : j 層における重量
 Z : 地域係数 (=1.0)
 R_i : 振動特性係数
 A_i : 地震層せん断力の分布係数
 T : 設計用一次固有周期
 T_c : 第二種地盤の固有周期
 h : 建物の高さ
 α_i : i 層よりも上部の重量を全重量で無次元化した重量

表 3-6 設計対象の固定荷重表

室名	床仕上	RC	24 kN/m ³	W (N/m ²)	W (N/m ²)
		雑con	23 kN/m ³		
		モルタル	2 N/m・mm		
		砂利	21 N/m ³		
屋根 (RF)	仕上げ			200	
	防水層			150	
	雑コンクリート	@	50	1150	
	断熱材			50	
	RCスラブ	@	136	3260	
	カイザー版自重	@	70	1680	
	天井			150	6640
基準階	畳・合板(平均)			150	
	発砲プラスチック系床パネル			50	
	樹脂モルタル	@	10	200	
	RCスラブ	@	136	3260	
	カイザー版自重	@	70	1680	
	木造間仕切壁・天井			200	5540

表 3-7 設計対象の床荷重表

室名	階	固定荷重	積載荷重(N/m ²)			設計用荷重(N/m ²)		
			S スラブ	R ラーメン	E 地震	S スラブ	R ラーメン	E 地震
屋根	RF	6640	980	500	300	7620	7140	6940
基準階	2F～14F (20F)	5540	1800	1300	600	7340	6840	6140

表 3-8 設計対象の設計用地震層せん断力算定用各係数

		MNW PCW	MNWL PCWL	算定式
地盤条件	地域係数 Z	1.0	1.0	
	第二種地盤 T _c (s)	0.6	0.6	
	建物高さ h (m)	56.7	39.9	
	設計用一次固有周期 T (s)	1.13	0.798	T=0.02*h
	震動特性係数 R _t	0.842	0.978	T < T _c の時 R _t =1, T _c < T < 2T _c の時 R _t =1-0.2*(T/T _c -1)^2
	一次設計用標準せん断力係数 C ₀	0.2	0.2	

表 3-9 設計対象の柱長期軸力

(a) MNWL, PCWL

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は ラーメン用を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	ΣN_i (kN)	柱一本あたりの 長期軸力 (kN)
F14	54.1	44.1	531.6	70.3	700	700	350
F13	121.8	88.2	509.3	70.3	790	1490	745
F12	121.8	88.2	509.3	70.3	790	2279	1140
F11	121.8	88.2	509.3	70.3	790	3069	1534
F10	121.8	88.2	509.3	70.3	790	3858	1929
F9	121.8	88.2	509.3	70.3	790	4648	2324
F8	121.8	88.2	509.3	70.3	790	5437	2719
F7	121.8	88.2	509.3	70.3	790	6227	3113
F6	121.8	88.2	509.3	70.3	790	7016	3508
F5	127.8	88.2	509.3	70.3	796	7812	3906
F4	135.4	88.2	509.3	70.3	803	8615	4308
F3	140.8	99.7	511.2	80.4	832	9447	4724
F2	148.7	118.7	512.0	94.3	874	10321	5160
F1	146.3	154.3	513.7	140.5	955	11276	5638
基礎							

(b) MNW, PCW

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は ラーメン用を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	ΣN_i (kN)	柱一本あたりの 長期軸力 (kN)
F20	54.1	44.1	531.6	70.3	700	700	350
F19	121.8	88.2	509.3	70.3	790	1490	745
F18	121.8	88.2	509.3	70.3	790	2279	1140
F17	121.8	88.2	509.3	70.3	790	3069	1534
F16	121.8	88.2	509.3	70.3	790	3858	1929
F15	121.8	88.2	509.3	70.3	790	4648	2324
F14	121.8	88.2	509.3	70.3	790	5437	2719
F13	121.8	88.2	509.3	70.3	790	6227	3113
F12	121.8	88.2	509.3	70.3	790	7016	3508
F11	121.8	88.2	509.3	70.3	790	7806	3903
F10	121.8	88.2	509.3	70.3	790	8596	4298
F9	121.8	88.2	509.3	70.3	790	9385	4693
F8	121.8	88.2	509.3	70.3	790	10175	5087
F7	121.8	88.2	509.3	70.3	790	10964	5482
F6	121.8	88.2	509.3	70.3	790	11754	5877
F5	127.8	88.2	509.3	70.3	796	12549	6275
F4	135.4	88.2	509.3	70.3	803	13352	6676
F3	140.8	99.7	511.2	80.4	832	14184	7092
F2	148.7	118.7	512.0	94.3	874	15058	7529
F1	146.3	154.3	513.7	140.5	955	16013	8007
基礎							

表 3-10 設計対象の地震時層せん断力及び転倒モーメント

(a) MNWL, PCWL

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は地震時を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	Σw_i	α_i	A_i	一次設計用 C_i	層せん断力 Q_i (kN)	各層ごとの せん断力 (kN)	GLにおける 転倒モーメント (kN・m)
RF	54.1	44.1	516.7	70.3	685	685	0.06	2.82	0.55	378	378	0
F14	121.8	88.2	457.2	70.3	737	1423	0.13	2.22	0.43	618	240	1058
F13	121.8	88.2	457.2	70.3	737	2160	0.20	1.94	0.38	822	204	2787
F12	121.8	88.2	457.2	70.3	737	2897	0.27	1.77	0.35	1003	181	5088
F11	121.8	88.2	457.2	70.3	737	3635	0.34	1.64	0.32	1167	164	7898
F10	121.8	88.2	457.2	70.3	737	4372	0.41	1.54	0.30	1315	148	11165
F9	121.8	88.2	457.2	70.3	737	5110	0.48	1.45	0.28	1449	134	14847
F8	121.8	88.2	457.2	70.3	737	5847	0.55	1.37	0.27	1570	121	18905
F7	121.8	88.2	457.2	70.3	737	6585	0.62	1.30	0.26	1679	109	23302
F6	127.8	88.2	457.2	70.3	743	7328	0.69	1.24	0.24	1777	98	28004
F5	135.4	88.2	457.2	70.3	751	8079	0.76	1.18	0.23	1864	87	32980
F4	140.8	99.7	458.9	80.4	780	8859	0.84	1.12	0.22	1942	78	38198
F3	148.7	118.7	459.6	94.3	821	9680	0.91	1.06	0.21	2010	69	43635
F2	146.3	154.3	461.1	140.5	902	10582	1.00	1.00	0.20	2070	60	49365
F1												56508

(b) MNW, PCW

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は地震時を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	Σw_i	α_i	A_i	一次設計用 C_i	層せん断力 Q_i (kN)	各層ごとの せん断力 (kN)	GLにおける 転倒モーメント (kN・m)
RF	54.1	44.1	516.7	70.3	685	685	0.05	3.39	0.57	391	391	0
F20	121.8	88.2	457.2	70.3	737	1423	0.09	2.62	0.44	628	238	1094
F19	121.8	88.2	457.2	70.3	737	2160	0.14	2.28	0.38	830	202	2854
F18	121.8	88.2	457.2	70.3	737	2897	0.19	2.07	0.35	1011	181	5179
F17	121.8	88.2	457.2	70.3	737	3635	0.24	1.92	0.32	1176	165	8009
F16	121.8	88.2	457.2	70.3	737	4372	0.29	1.80	0.30	1328	152	11302
F15	121.8	88.2	457.2	70.3	737	5110	0.34	1.71	0.29	1469	141	15020
F14	121.8	88.2	457.2	70.3	737	5847	0.39	1.62	0.27	1599	130	19132
F13	121.8	88.2	457.2	70.3	737	6585	0.44	1.55	0.26	1720	121	23609
F12	121.8	88.2	457.2	70.3	737	7322	0.49	1.49	0.25	1832	112	28425
F11	121.8	88.2	457.2	70.3	737	8059	0.54	1.43	0.24	1935	103	33553
F10	121.8	88.2	457.2	70.3	737	8797	0.59	1.37	0.23	2030	95	38971
F9	121.8	88.2	457.2	70.3	737	9534	0.64	1.32	0.22	2117	87	44655
F8	121.8	88.2	457.2	70.3	737	10272	0.68	1.27	0.21	2196	79	50582
F7	121.8	88.2	457.2	70.3	737	11009	0.73	1.22	0.21	2267	71	56730
F6	127.8	88.2	457.2	70.3	743	11753	0.78	1.18	0.20	2332	64	63079
F5	135.4	88.2	457.2	70.3	751	12504	0.83	1.14	0.19	2389	57	69607
F4	140.8	99.7	458.9	80.4	780	13283	0.89	1.09	0.18	2441	52	76297
F3	148.7	118.7	459.6	94.3	821	14105	0.94	1.05	0.18	2486	46	83130
F2	146.3	154.3	461.1	140.5	902	15007	1.00	1.00	0.17	2526	40	90215
F1												98930

3.4. 試験体の設計（その1：断面及び設計荷重の算定）

3.4.1 縮小建物の概要

試験体は、想定建物の張間方向 1 スパンの低層部分及び基礎構造を切り出してモデル化する。試験体の寸法、荷重は、相似率によって元建物の寸法、荷重から直接得る。縮尺比をSとした時の相似率を表 3-11に示す。また、試験体の寸法及び荷重の計算結果について、表 3-12、表 3-13及び表 3-14に示す。

表 3-11 相似率

長さ	面積	体積	重量	応力度	力	軸力比
1/S	1/S ²	1/S ³	1/S ²	1	1/S ²	1/S ²

表 3-12 試験体の各部材の寸法

(a) MNWL, PCWL

階	高さ		幅		桁行き one_span
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF	700	9975	3000	15000	1500
F14	700	9275	3000	15000	1500
F13	700	8575	3000	15000	1500
F12	700	7875	3000	15000	1500
F11	700	7175	3000	15000	1500
F10	700	6475	3000	15000	1500
F9	700	5775	3000	15000	1500
F8	700	5075	3000	15000	1500
F7	700	4375	3000	15000	1500
F6	700	3675	3000	15000	1500
F5	700	2975	3000	15000	1500
F4	700	2275	3000	15000	1500
F3	712.5	1575	3000	15000	1500
F2	862.5	862.5	3000	15000	1500
F1		0	3000	15000	1500

階	柱		杭		パイルキャップ	
	b (mm)	D (mm)	直径 (mm)	一辺 (mm)	高さ (mm)	
F14	203	203				
F13	203	203				
F12	203	203				
F11	203	203				
F10	203	203				
F9	203	203				
F8	203	203				
F7	203	203				
F6	203	203				
F5	203	203				
F4	203	203				
F3	228	228				
F2	240	240				
F1	263	263				
基礎			500	600	375	

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F14			150	188
F13			150	188
F12			150	188
F11			150	188
F10			150	188
F9			150	188
F8			150	188
F7			150	188
F6			150	188
F5			150	188
F4			150	188
F3			175	188
F2			188	200
F1	65	200	213	200
基礎梁	150	875	213	875

層	耐震壁		床スラブ	
	厚さ (mm)	厚さ (mm)	厚さ (mm)	厚さ (mm)
F14	45		70	
F13	45		70	
F12	45		70	
F11	45		70	
F10	45		70	
F9	45		70	
F8	45		70	
F7	45		70	
F6	45		70	
F5	50		70	
F4	50		70	
F3	55		70	
F2	55		70	
F1	65		70	

(b) MNW, PCW

階	高さ		幅		桁行き one_span
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF	420	8505	1800	9000	900
F20	420	8085	1800	9000	900
F19	420	7665	1800	9000	900
F18	420	7245	1800	9000	900
F17	420	6825	1800	9000	900
F16	420	6405	1800	9000	900
F15	420	5985	1800	9000	900
F14	420	5565	1800	9000	900
F13	420	5145	1800	9000	900
F12	420	4725	1800	9000	900
F11	420	4305	1800	9000	900
F10	420	3885	1800	9000	900
F9	420	3465	1800	9000	900
F8	420	3045	1800	9000	900
F7	420	2625	1800	9000	900
F6	420	2205	1800	9000	900
F5	420	1785	1800	9000	900
F4	420	1365	1800	9000	900
F3	427.5	945	1800	9000	900
F2	517.5	517.5	1800	9000	900
F1		0	1800	9000	900

階	柱		杭		パイルキャップ	
	b (mm)	D (mm)	直径 (mm)	一辺 (mm)	高さ (mm)	
F20	122	122				
F19	122	122				
F18	122	122				
F17	122	122				
F16	122	122				
F15	122	122				
F14	122	122				
F13	122	122				
F12	122	122				
F11	122	122				
F10	122	122				
F9	122	122				
F8	122	122				
F7	122	122				
F6	122	122				
F5	122	122				
F4	122	122				
F3	137	137				
F2	144	144				
F1	158	158				
基礎			300	360	225	

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F20			90	113
F19			90	113
F18			90	113
F17			90	113
F16			90	113
F15			90	113
F14			90	113
F13			90	113
F12			90	113
F11			90	113
F10			90	113
F9			90	113
F8			90	113
F7			90	113
F6			90	113
F5			90	113
F4			90	113
F3			105	113
F2			113	120
F1	39	120	128	120
基礎梁	90	525	128	525

層	耐震壁		床スラブ	
	厚さ (mm)	厚さ (mm)	厚さ (mm)	厚さ (mm)
F20	27		42	
F19	27		42	
F18	27		42	
F17	27		42	
F16	27		42	
F15	27		42	
F14	27		42	
F13	27		42	
F12	27		42	
F11	27		42	
F10	27		42	
F9	27		42	
F8	27		42	
F7	27		42	
F6	27		42	
F5	30		42	
F4	30		42	
F3	33		42	
F2	33		42	
F1	39		42	

表 3-13 試験体の地震時層せん断力及び転倒モーメント

(a) MNWL, PCWL

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は地震時を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	Σw_i	α_i	A_i	一次設計用 C_i	層せん断力 Q_i (kN)	各層ごとの せん断力 (kN)	GLにおける 転倒モーメント (kN・m)
RF	3.4	2.8	32.3	4.4	42.8	43	0.06	2.82	0.55	24	24	0
F14	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.13	2.22	0.43	39	15	17
F13	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.20	1.94	0.38	51	13	44
F12	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.27	1.77	0.35	63	11	80
F11	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.34	1.64	0.32	73	10	123
F10	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.41	1.54	0.30	82	9	174
F9	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.48	1.45	0.28	91	8	232
F8	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.55	1.37	0.27	98	8	295
F7	7.6	5.5	28.6	4.4	46.1	46	0.62	1.30	0.26	105	7	364
F6	8.0	5.5	28.6	4.4	46.5	46	0.69	1.24	0.24	111	6	438
F5	8.5	5.5	28.6	4.4	46.9	47	0.76	1.18	0.23	116	5	515
F4	8.8	6.2	28.7	5.0	48.7	49	0.84	1.12	0.22	121	5	597
F3	9.3	7.4	28.7	5.9	51.3	51	0.91	1.06	0.21	126	4	682
F2	9.1	9.6	28.8	8.8	56.4	56	1.00	1.00	0.20	129	4	771
F1												883

(b) MNW, PCW

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は地震時を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	Σw_i	α_i	A_i	一次設計用 C_i	層せん断力 Q_i (kN)	各層ごとの せん断力 (kN)	GLにおける 転倒モーメント (kN・m)
RF	1.2	1.0	11.6	1.6	15.4	15	0.05	3.39	0.66	9	9	0
F20	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.09	2.62	0.51	14	5	4
F19	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.14	2.28	0.45	19	5	10
F18	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.19	2.07	0.41	23	4	17
F17	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.24	1.92	0.38	26	4	27
F16	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.29	1.80	0.35	30	3	38
F15	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.34	1.71	0.33	33	3	51
F14	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.39	1.62	0.32	36	3	65
F13	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.44	1.55	0.30	39	3	80
F12	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.49	1.49	0.29	41	3	96
F11	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.54	1.43	0.28	44	2	113
F10	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.59	1.37	0.27	46	2	132
F9	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.64	1.32	0.26	48	2	151
F8	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.68	1.27	0.25	49	2	171
F7	2.7	2.0	10.3	1.6	16.6	17	0.73	1.22	0.24	51	2	191
F6	2.9	2.0	10.3	1.6	16.7	17	0.78	1.18	0.23	52	1	213
F5	3.0	2.0	10.3	1.6	16.9	17	0.83	1.14	0.22	54	1	235
F4	3.2	2.2	10.3	1.8	17.5	18	0.89	1.09	0.21	55	1	258
F3	3.3	2.7	10.3	2.1	18.5	18	0.94	1.05	0.20	56	1	281
F2	3.3	3.5	10.4	3.2	20.3	20	1.00	1.00	0.20	57	1	304
F1												334

表 3-14 試験体の柱長期軸力

(a) MNWL, PCWL

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は ラーメン用を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	ΣN_i (kN)	柱一本あたりの 長期軸力 (kN)
F14	3.4	2.8	33.2	4.4	44	44	22
F13	7.6	5.5	31.8	4.4	49	93	47
F12	7.6	5.5	31.8	4.4	49	142	71
F11	7.6	5.5	31.8	4.4	49	192	96
F10	7.6	5.5	31.8	4.4	49	241	121
F9	7.6	5.5	31.8	4.4	49	290	145
F8	7.6	5.5	31.8	4.4	49	340	170
F7	7.6	5.5	31.8	4.4	49	389	195
F6	7.6	5.5	31.8	4.4	49	439	219
F5	8.0	5.5	31.8	4.4	50	488	244
F4	8.5	5.5	31.8	4.4	50	538	269
F3	8.8	6.2	31.9	5.0	52	590	295
F2	9.3	7.4	32.0	5.9	55	645	323
F1	9.1	9.6	32.1	8.8	60	705	352
基礎							

(b) MNW, PCW

階	壁重量 (kN)	柱重量 (kN)	スラブ重量 (kN) 積載荷重は ラーメン用を使用	梁重量 (kN)	層重量 (kN)	ΣN_i (kN)	柱一本あたりの 長期軸力 (kN)
F20	1.2	1.0	12.0	1.6	16	16	8
F19	2.7	2.0	11.5	1.6	18	34	17
F18	2.7	2.0	11.5	1.6	18	51	26
F17	2.7	2.0	11.5	1.6	18	69	35
F16	2.7	2.0	11.5	1.6	18	87	43
F15	2.7	2.0	11.5	1.6	18	105	52
F14	2.7	2.0	11.5	1.6	18	122	61
F13	2.7	2.0	11.5	1.6	18	140	70
F12	2.7	2.0	11.5	1.6	18	158	79
F11	2.7	2.0	11.5	1.6	18	176	88
F10	2.7	2.0	11.5	1.6	18	193	97
F9	2.7	2.0	11.5	1.6	18	211	106
F8	2.7	2.0	11.5	1.6	18	229	114
F7	2.7	2.0	11.5	1.6	18	247	123
F6	2.7	2.0	11.5	1.6	18	264	132
F5	2.9	2.0	11.5	1.6	18	282	141
F4	3.0	2.0	11.5	1.6	18	300	150
F3	3.2	2.2	11.5	1.8	19	319	160
F2	3.3	2.7	11.5	2.1	20	339	169
F1	3.3	3.5	11.6	3.2	21	360	180
基礎							

最終的に試験体に与える載荷条件をまとめると以下のようになる。また、実際に静的載荷時に試験体に入力した荷重についても示す。MNW 及び PCW に関しては、当初 14F 建ての想定建物の載荷条件を与える事を想定していた為、実際に入力した長期軸力の値は想定建物と比較して大きく減少している。

表 3-15 試験体に与えるべき载荷条件と実際に与えた载荷条件

試験体名	試験体に与えるべき 载荷条件		実際に試験体に 与えた载荷条件	
	MNW PCW	MNWL PCWL	MNW PCW	MNWL PCWL
設計用水平荷重 (kN)	56.8	129.4	56.8	129.4
柱一本あたりの長期軸力 (kN)	180.1	352.4	133.3	353.0
壁脚に作用するモーメント (kNm)	333.9	882.9	316.7	882.5
壁脚モーメント / せん断力 (m)	5.88	6.82	5.57	6.82

3.4.2 断面寸法の変更 1

試験体の製作を簡略化する為に、表 3-17に示す様に断面寸法の変更を行う。なお、この変更によって試験体に作用する地震時層せん断力、転倒モーメント及び柱の長期軸力は変化しないものとする。

3.4.3 断面寸法の変更 2

試験体製作時における技術的な問題や試験時の载荷装置の都合から、表 3-16に示す様に断面寸法の変更を行う。なお、この変更によって試験体に作用する地震時層せん断力、転倒モーメント及び柱の長期軸力は変化しないものとする。

- (a) 試験体製作が困難な為、1F 床スラブ及び耐震壁の厚みに関しては、小型試験体で 50mmに、大型試験体で 70mm に変更する。
- (b) 全試験体に関して、2F及び 3Fの枠梁の寸法が小さく、配筋を行えないので、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—1999_[3-3] に従って、断面寸法を改めた。
- (c) 杭については、曲げ剛性が等しくなるように円形断面から直方体に変更した場合、表 3-16のようになるが、ピン及びローラーとの接続を考え、小型試験体に関しては、350mm正方形断面に変更した。また、全試験体に関して、パイルキャップと杭を一体と考え、試験体製作が容易になるようにした。

表 3-16 杭の断面変更

試験体名	円形			正方形	
	実大直径 (mm)	直径 (mm)	$I=\pi d^4/64$	一辺 (mm)	$I=1/12BD^3$
MNW, PCW	2000	300	0.000397	263	0.000399
MNWL, PCWL		500	0.00307	438	0.00307

断面二次 モーメント比
1.00
1.00

表 3-17 試験体の断面寸法（最終）

(a) MNWL, PCWL

階	高さ		幅		桁行き
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF					one_span
F14					
F13					
F12					
F11					
F10					
F9					
F8					
F7					
F6					
F5					
F4	700	2260	3000	15000	1500
F3	700	1560	3000	15000	1500
F2	860	860	3000	15000	1500
F1		0	3000	15000	1500

階	柱		杭
	b (mm)	D (mm)	
F14			
F13			
F12			
F11			
F10			
F9			
F8			
F7			
F6			
F5			
F4			
F3	260	260	
F2	260	260	
F1	260	260	
基礎			440

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F14				
F13				
F12				
F11				
F10				
F9				
F8				
F7				
F6				
F5				
F4				
F3	140	200		
F2	140	200		
F1	140	200		
基礎梁	150	880		

層	耐震壁	床スラブ
	厚さ (mm)	厚さ (mm)
F14		
F13		
F12		
F11		
F10		
F9		
F8		
F7		
F6		
F5		
F4		
F3	70	70
F2	70	70
F1	70	70

(b) MNW, PCW

階	高さ		幅		桁行き
	内法高さ (mm)	高さ (mm)	梁間 (mm)	桁行 (mm)	
RF					one_span
F20					
F19					
F18					
F17					
F16					
F15					
F14					
F13					
F12					
F11					
F10					
F9					
F8					
F7					
F6					
F5					
F4	420	1360	1800	9000	900
F3	420	940	1800	9000	900
F2	520	520	1800	9000	900
F1		0	1800	9000	900

階	柱		杭
	b (mm)	D (mm)	
F20			
F19			
F18			
F17			
F16			
F15			
F14			
F13			
F12			
F11			
F10			
F9			
F8			
F7			
F6			
F5			
F4			
F3	160	160	
F2	160	160	
F1	160	160	
基礎			350

層	梁			
	梁間方向		桁行き方向	
	b (mm)	D (mm)	b (mm)	D (mm)
F20				
F19				
F18				
F17				
F16				
F15				
F14				
F13				
F12				
F11				
F10				
F9				
F8				
F7				
F6				
F5				
F4				
F3	100	120		
F2	100	120		
F1	100	120		
基礎梁	100	540		

層	耐震壁	床スラブ
	厚さ (mm)	厚さ (mm)
F20		
F19		
F18		
F17		
F16		
F15		
F14		
F13		
F12		
F11		
F10		
F9		
F8		
F7		
F6		
F5		
F4		
F3	50	50
F2	50	50
F1	50	50

3.4.4 試験体寸法

以下に各試験体の寸法を示す。

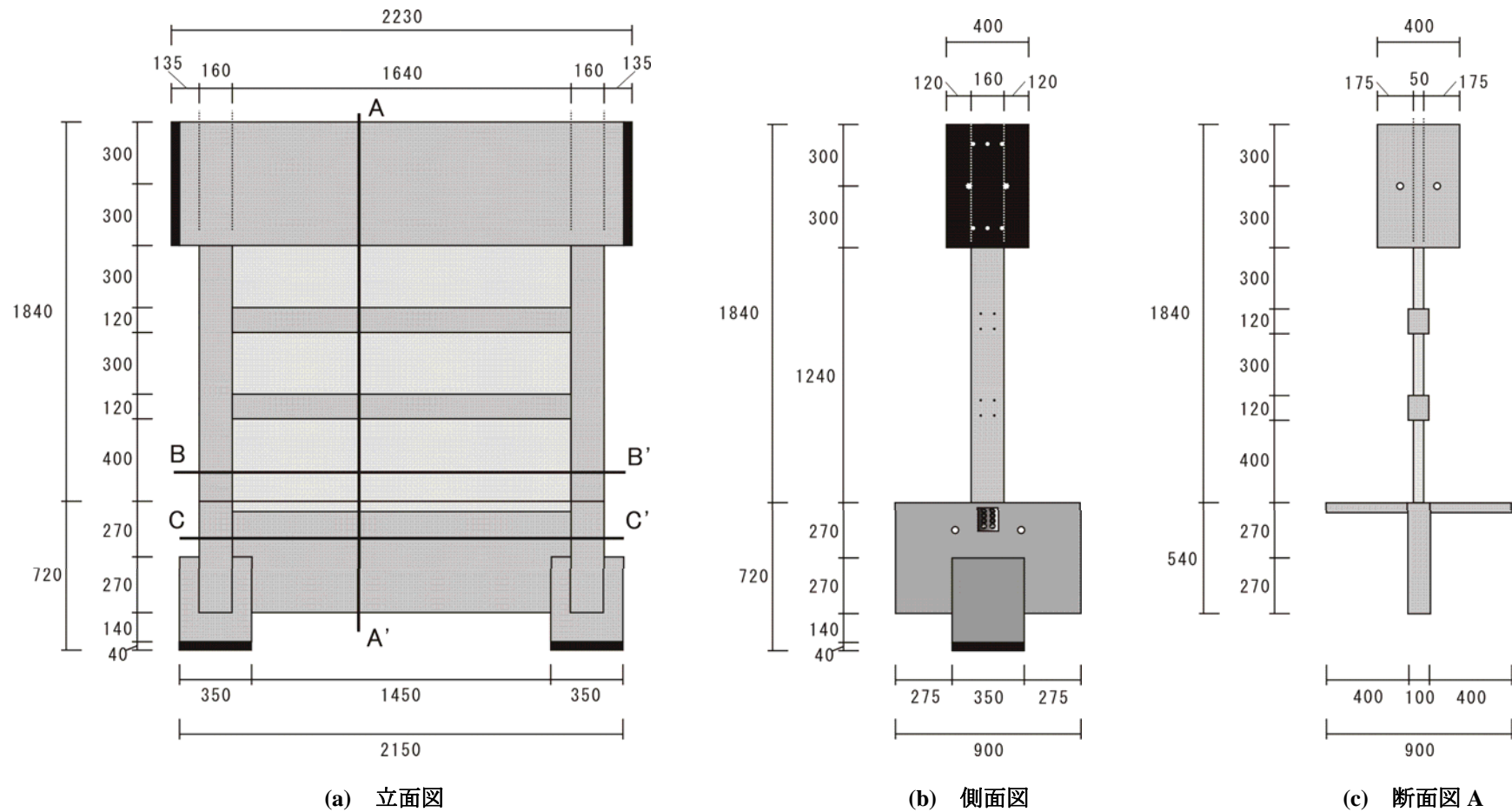
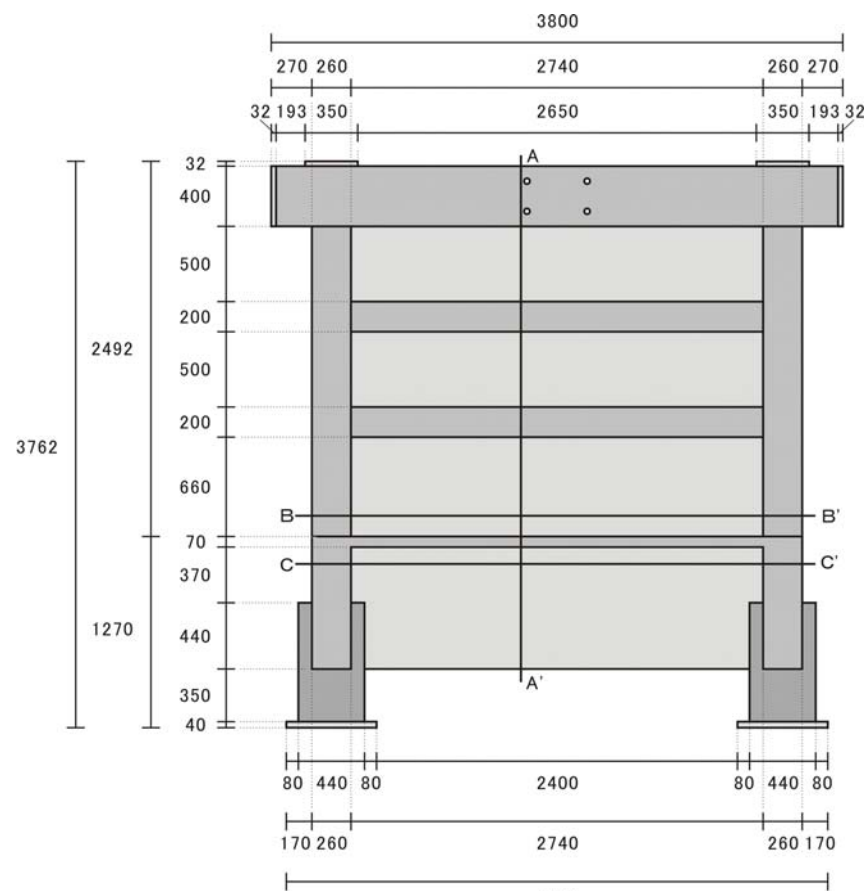
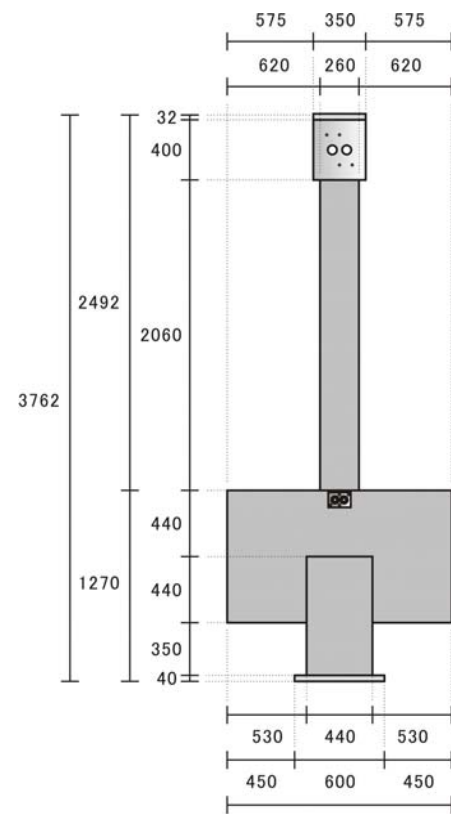


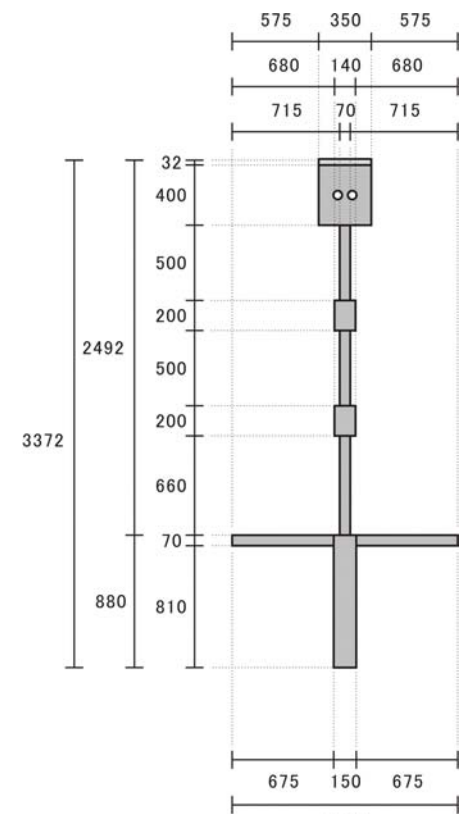
図 3-7 MNW 試験体の寸法 1 (単位 : mm)



(a) 立面図

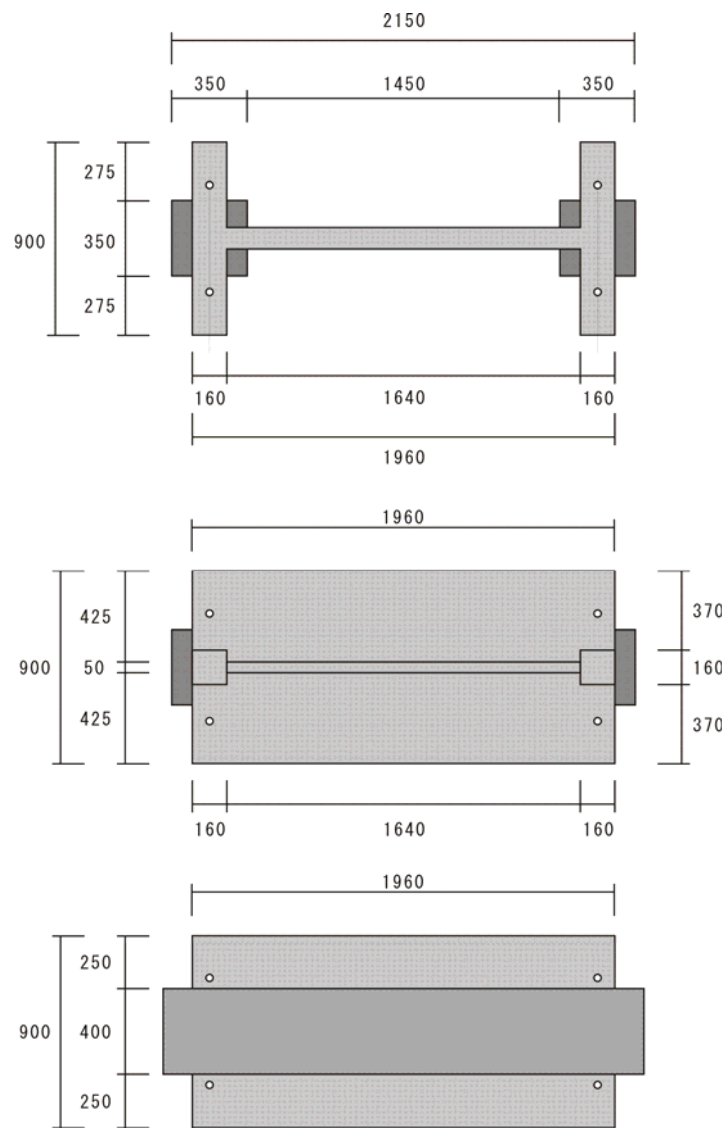


(b) 側面図

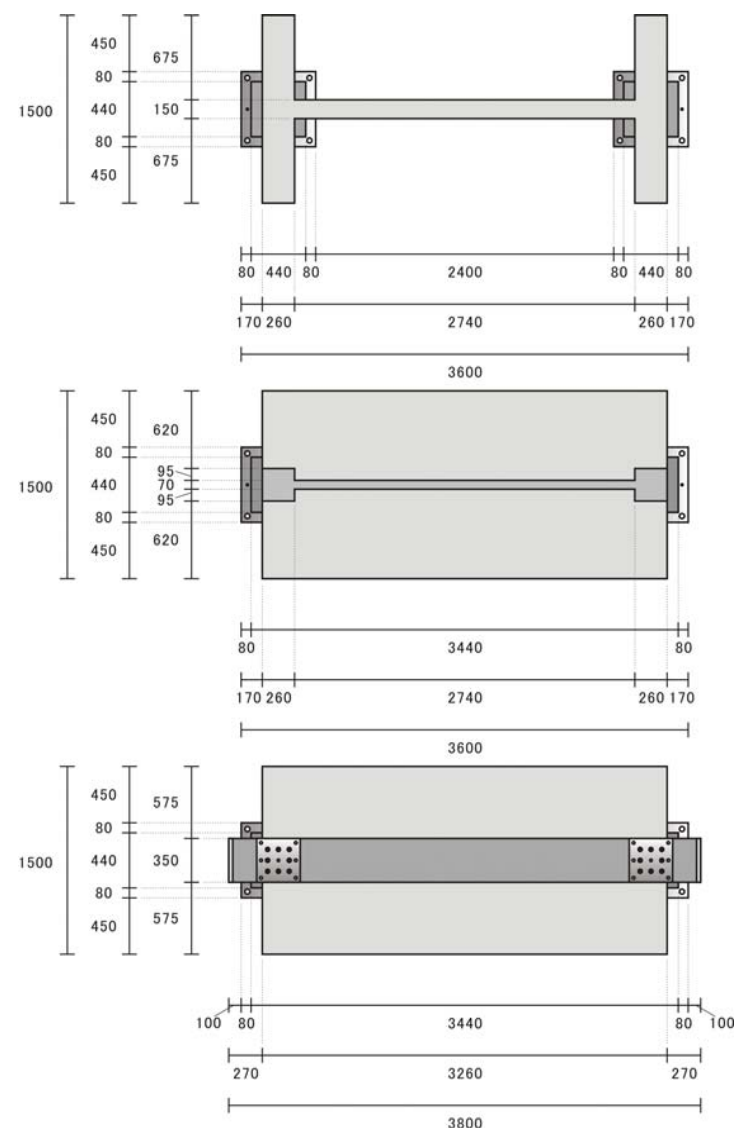


(c) 断面図 A

図 3-8 MNWL 試験体の寸法 1 (単位 : mm)



(a) MNW 試験体（上から、断面 C、断面 B、平面図）



(a) MNWL 試験体（上から、断面 C、断面 B、平面図）

図 3.9 各試験体の断面図及び平面図（単位：mm）

3.5. 試験体の設計（その2：設計準備）

3.5.1 杭に inputs する水平せん断力の分担率の設定

杭や基礎梁の設計を行う為には、圧縮側の杭と引張側の杭が負担する水平せん断力の割合を仮定しておく必要がある。本研究では、全ての載荷実験において、圧縮側の杭が負担する水平せん断力が、耐震壁の負担水平力の 70%、引張側の杭が負担する水平せん断力が、耐震壁の負担水平力の 30%となるように静的載荷を行った。つまり、引張杭に関しては曲げ降伏し、負担水平力が頭打ちになる状況を模擬している。実際には、杭のせん断力の分担率は、引張杭及び圧縮杭の曲げ耐力差や、地盤の条件によって変化する事が考えられる。本実験において仮定した載荷条件が適切であるかどうかは、7章の数値解析で検討する。

3.5.2 杭の反曲点深さの設定

杭から基礎梁に伝達される曲げ戻し応力を算定する為には、杭の負担水平力とは別に、杭の反曲点深さを予め設定しておく必要がある。そこで、本研究と同様に、中高層建築物を対象とし、杭と地盤をモデル化して荷重増分解析を行った既往の研究^{[3-8][3-9][3-10]}における杭のモーメント分布から、杭の反曲点位置を表 3-18にまとめた。渡辺らによる研究^{[3-8][3-9]}では、引張杭の頭部が曲げ降伏する事によって、杭の反曲点が徐々に地表面に近づいていく様子が見られた。また、松村らの研究^[3-10]では、上部構造はフレームであるが、基礎梁を剛として取り扱っているので、参考として掲載した。杭の先端深さが深くなるほど、また建物高さが高くなるほど、杭の反曲点高さが深い位置に移動する傾向が見られ、地表面から 5m から 10m に位置していた。

本研究では、これらの反曲点深さを参考として、基礎梁中心高さから 5m 下に反曲点深さを定めた。なお、杭の負担水平せん断力の分担率と同様に、杭反曲点深さに関しては、7章の連層耐震壁－杭基礎－地盤系の数値解析において検証を行うものとする。また、この際に用いる地盤条件に関しては、渡辺らの研究で用いられた 2 種地盤を用いるものとする。

表 3-18 実大に換算した杭の反曲点深さ

		松村らによる研究	渡辺らによる研究	本実験試験体
建物種類		2スパンの骨組	1スパン連層耐震壁	1スパン連層耐震壁
階数		4、8、15F建て	8F建て	14F、20F建て
基礎梁モデル		剛	剛	
杭モデル		弾性	弾塑性	
杭頭モデル		回転バネ	弾塑性	
転倒モーメントの再現		無し	有り	
地盤		第1種から3種まで	第2種	
杭先端深さ		15m～50m	30m	6.8m
反曲点深さ	地表面から	5m～10m		
	基礎梁中心高さから			
	杭頭から		4m～5m（引張杭）	3.2m

3.6. 試験体の設計（その3：配筋）

3.6.1 各部材の設計にあたって

3.1 及び 3.2 で述べたように、本研究では、耐震壁脚部の離間が水平力抵抗機構に与える影響を定量化する事が大きな目的となっている。そこで、試験体の破壊形式は、壁脚の曲げ破壊とし、耐震壁においてせん断破壊が生じないように設計を行っている。また、基礎構造（基礎梁、杭）の設計には、耐震壁の曲げ降伏時の水平荷重を用いた。本節では、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[3-2]、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－^[3-3]及び中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説^[3-7]を参照して、各部材の設計を行った。

3.6.2 試験体材料の実強度（鉄筋）

各試験体の材料試験から得られた鉄筋の応力－ひずみ関係を 図 3-10及び 図 3-11に示す。また、力学的特性をまとめたものを表 3-19に示す。

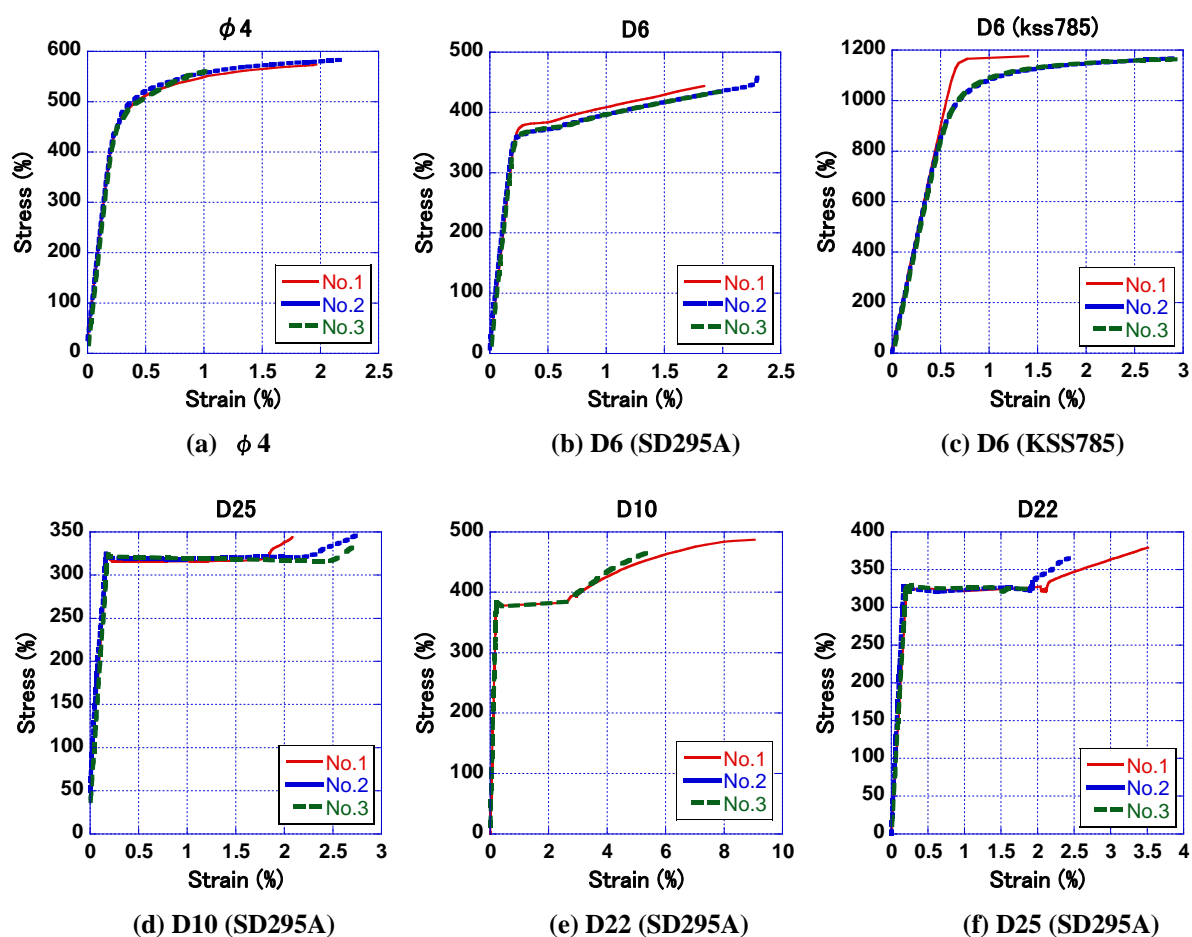


図 3-10 各鉄筋の応力－歪関係(MNW, PCW)

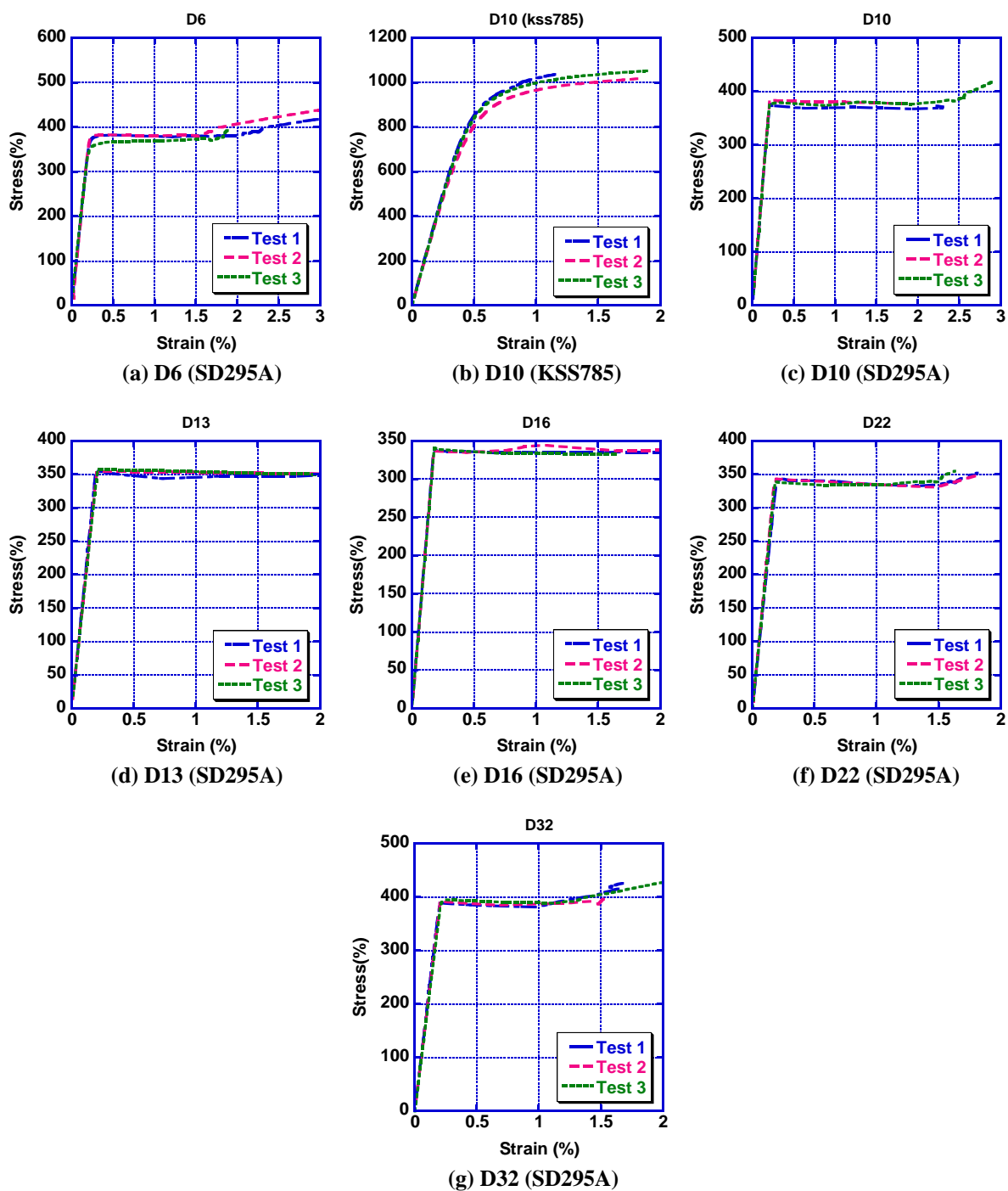


図 3-11 各鉄筋の応力-歪関係(MNWL, PCWL)

表 3-19 鉄筋の力学的特性

(a) MNW, PCW

鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
φ4	499	226	587
D6 (SD295A)	375	182	534
D6 (KSS785)	1084	176	1183
D10 (SD295A)	377	188	524
D22 (SD295A)	324	172	514
D25 (SD295A)	319	183	491

(b) MNWL, PCWL

鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
D6 (SD295A)	377	179	532
D10 (SD295A)	378	183	511
D10 (KSS785)	919	201	1078
D13 (SD295A)	351	175	505
D16 (SD295A)	337	191	502
D22 (SD295A)	341	183	525
D32 (SD295A)	387	188	585

なおφ4, D6(KSS785), D10(KSS785)に関しては、0.2%オフセット降伏点から降伏強度を求めた。

3.6.3 試験体材料の実強度（コンクリート、モルタル）

各試験体の材料試験から得られた実強度（コンクリート、モルタル）を以下に示す。なお、骨材の最大粒径は、PCWL 試験体の基礎（25mm）を除き、いずれの試験体も 15mm である。また、コンクリートの呼び強度に関しては、33MPa である。コンクリートの弾性剛性は、 $1/3f_c$ 時の点と原点を結んだ割線剛性として求めている。

表 3-20 MNW, PCW のコンクリート及びモルタルの強度

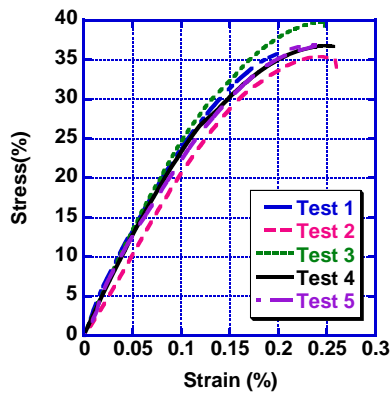
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	36.9	3.84	25.3
壁・柱・梁	41.3	3.77	27.6
目地モルタル	52.7	3.04	23.5

表 3-21 MNWL のコンクリート強度

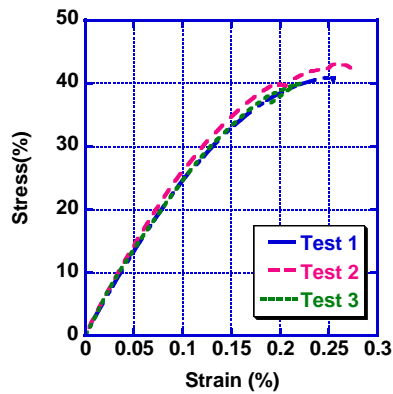
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	45.7	3.41	25.9
壁・柱・梁	60.3	3.32	30.4

表 3-22 PCWL のコンクリート及びモルタルの強度

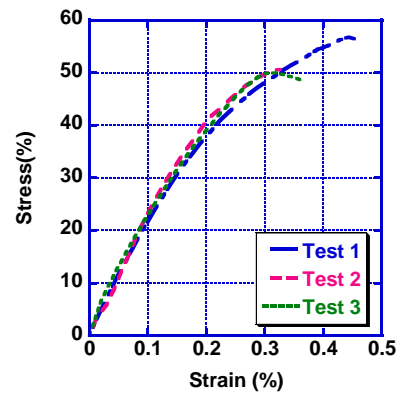
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	40.6	3.23	27.7
柱・梁	50.0	3.09	27.3
壁	43.9	2.55	26.9
目地モルタル	64.5	3.45	28.3



(a) 基礎梁、杭

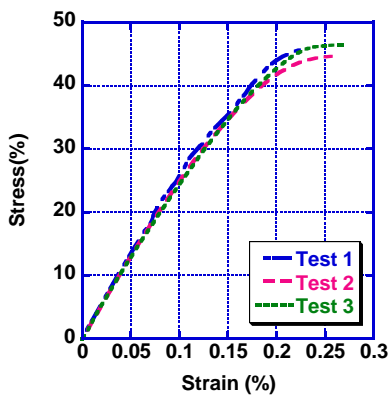


(b) 耐震壁

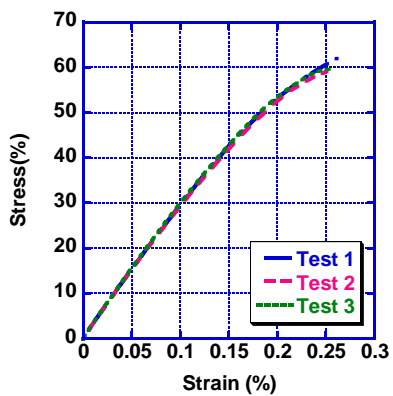


(c) 目地モルタル

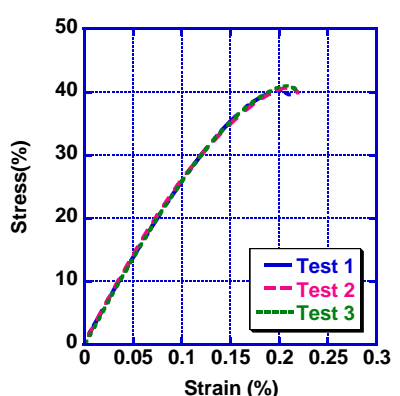
図 3-12 MNW, PCW のコンクリート及びモルタルの応力-歪曲線



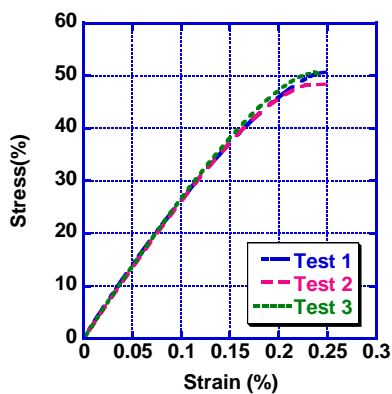
(a) MNWL 基礎梁、杭



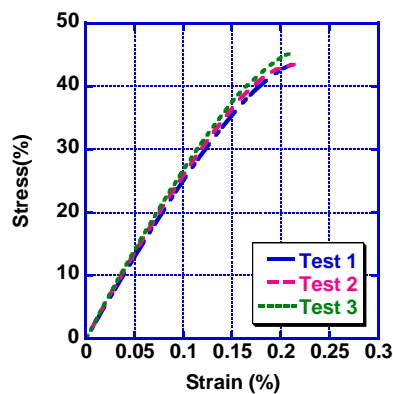
(b) MNWL 耐震壁



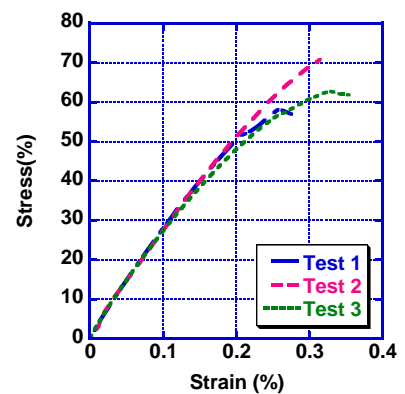
(c) PCWL 基礎梁、杭



(d) PCWL 柱、梁、載荷梁



(e) PCWL 壁



(f) PCWL 目地モルタル

図 3-13 MNWL 及び PCWL のコンクリート及びモルタルの応力-歪曲線

3.6.4 上部構造の設計

本節では、表 3-15で求めた設計用地震荷重を用いて、耐震壁の一次設計を行う。また、二次設計では、試験体の破壊形式を耐震壁の曲げ降伏とする為、耐震壁がせん断破壊を起こす前に、曲げ降伏に至る事も確認する。なおここで求めた耐震壁の曲げ降伏時入力水平荷重は、基礎の二次設計用の荷重として用いる。また、ここで示す各部材の強度は、コンクリート及び鉄筋の実強度を用いた値を示す。なお、PCWL試験体に関しては、PCa壁に用いたコンクリートと柱、梁に用いたコンクリートの強度が異なる。そこで、曲げの算定に用いるコンクリート強度に関しては、耐震壁において、柱のみを考慮した場合の断面二次モーメントと壁のみを考慮した場合の断面二次モーメントによって平均化した値を用いた。また、せん断の算定に用いるコンクリート強度に関しては、柱及び壁の面積比によって平均化した値を用いた。

<一次設計 曲げ及び軸力に対する検討>

軸方向力と曲げモーメントに対して両端壁柱の引張力と圧縮力で抵抗するものとして、圧縮側柱及び引張側柱に作用する軸方向力を算定し、柱断面の大きさと必要柱主筋量に関する検討を行う。なお、柱に作用する圧縮応力は、コンクリート圧縮強度の 2/3 以下とする。なお、検討用応力は以下の式から算定できる。表 3-23の検討結果から、柱断面における圧縮応力度は許容条件を満たしており、十分な大きさと強度を有している事が確認された。また、引張力に関しては、柱主筋によって負担するものとする。

$$\sigma = \frac{N}{bD}$$

(3-7)

N : 検討用軸力

b : 柱幅

D : 柱せい

表 3-23 耐震壁の一次設計 曲げ及び軸力

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
許容荷重	b	mm	160		260	
	D	mm	160		260	
	σ_B	MPa	41.3		60.3	43.9
	$2/3\sigma_B$	MPa	27.5		40.2	29.3
地震荷重	長期荷重	kN	133.3		353	
	脚部モーメント	kNm	316.7		882.5	
	圧縮力	kN	309.2		647.2	
	引張力	kN	-42.6		58.8	
	b	mm	160		260	
	D	mm	160		260	
	圧縮柱応力	MPa	12.1		9.6	
	引張柱応力	MPa	-1.67		0.87	
地震荷重 /許容荷重	圧縮力		2.28		4.20	3.06
	引張力		柱主筋で負担する			

<一次設計 せん断力に対する設計>

表 3-15の設計用地震荷重に基づいて、耐震壁の許容水平せん断力 Q_A を求め、設計用地震荷重を上回っている事を確認する。

$$Q_A = \text{Max}(Q_1, Q_2) \quad (3-8)$$

$$Q_1 = r t l f_s \quad (3-9)$$

$$Q_2 = r(p_s t l' f_t + \sum b j \{1.5 f_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002)\}) \quad (3-10)$$

- r : 開口による低減率
 t : 耐力壁厚
 l : 柱中心間距離
 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力
 p_s : 耐震壁の直交する各方向のせん断補強筋比で縦筋と横筋の補強筋比の平均値とする
 l' : 壁板の内法長さ
 f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度
 b : 柱幅
 j : 柱の応力中心間距離[$=7/8 \times (l - b/2)$]
 $p_w f_t$: 柱せん断補強筋の短期許容引張応力度
 p_w : 柱せん断補強筋比
 σ_B : コンクリートの圧縮強度

表 3-24より、いずれの試験体に関しても、側柱の寄与を考えない許容水平せん断力 Q_1 のみで設計用地震荷重を上回る事が確認できた。

表 3-24 耐震壁の一次設計 せん断力

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
許容荷重	r		1		1	
	t	mm	50		70	
	l	mm	1800		3000	
	σ_B	MPa	41.3		60.3	46.5
	f_s	MPa	1.37		1.65	1.45
	Q1	kN	123.2		347.3	303.8
地震荷重	せん断力	kN	56.8		129.4	
地震荷重/許容荷重			2.17		2.68	2.35

二次設計を行う前に、文献 [3-3] の最低鉄筋量の条件を満たすように、柱主筋(0.8%)、梁主筋(上下合計で 0.8%)、梁せん断補強筋(0.2%)及び壁せん断補強筋量(0.25%)の配筋量を決める。(括弧内に最低鉄筋量を示す。) 本研究では、表 3-25に示すように配筋量を定めた。

表 3-25 柱主筋、梁主筋及び壁せん断補強筋の配筋

(a) MNW、PCW				(b) MNWL、PCWL			
部材名	鉄筋		配筋比	部材名	鉄筋		配筋比
柱	主筋	4-D10	1.11%	柱	主筋	8-D13	1.50%
枠梁	上段筋	2-D6	0.65%	枠梁	上段筋	2-D10 (SD295A)	0.59%
	下段筋	2-D6	0.65%		下段筋	2-D10 (SD295A)	0.59%
	せん断補強筋	2-φ4@100	0.25%		せん断補強筋	2-D6@150	0.30%
壁板	縦補強筋	φ4@100	0.25%	壁板	縦補強筋	D6@150 千鳥	0.30%
	横補強筋	φ4@100	0.25%		横補強筋	D6@150 千鳥	0.30%

<二次設計 曲げ及び軸力に対する設計>

耐震壁の二次設計に関しては、曲げ耐力を算定し、曲げ耐力時の入力水平力に対して耐震壁のせん断強度が上回っている事を確認する。耐震壁の曲げ耐力は以下の算定式を用いて算定した。算定結果を表 3-26に示す。

$${}_B M_y = a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N_w l_w \quad (3-11)$$

- N_w : 耐震壁の軸方向力 (kN)
 l : 耐震壁の全長 (mm)
 a_t : 引張側柱の主筋断面の合計 (mm²)
 σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度 (MPa)
 l_w : 耐震壁の柱中心間距離 (mm)
 a_w : 壁の縦筋の断面積 (mm²)
 σ_{wy} : 壁の縦筋の降伏強度 (MPa)

表 3-26 耐震壁の二次設計 曲げ耐力

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
耐力	at	mm ²	285.3		1013.6	
	σy	MPa	377.0		351.5	
	lw	mm	1800		3000	
	Σaw	mm ²	201.0		601.7	
	σwy	MPa	498.9		376.5	
	Nw	kN	266.6		706.0	
	My	kNm	524		2468	
	Qy	kN	94.0		362	

また、曲げ耐力時における圧縮柱の圧縮応力度を算定する。算定式は、(3-7)と同様である。この算定結果を見ると、圧縮柱に作用する圧縮応力は 1/3f_cを超え、特にPCWL試験体に関しては、応力レベ

ルにして $2/3f_c$ に近い圧縮力が終局時に入力される事になる。ゆえに、柱に関しては、十分な量のせん断補強筋で拘束し、その靱性能に関して検討を行っておく必要がある。そこで、3.6.5 において、柱のせん断補強筋量を定め、変形性能に関する検討を別途行う事とする。

表 3-27 耐震壁の二次設計 圧縮柱応力度

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
許容荷重	b	mm	160		260	
	D	mm	160		260	
	σ_B	MPa	41.3		60.3	43.9
	$2/3\sigma_B$	MPa	27.5		40.2	29.3
曲げ耐力時	長期荷重	kN	133.3		353	
	脚部モーメント	kNm	524		2468	
	圧縮力	kN	424		1724	
	引張力	kN	-158		-1018	
	b	mm	160		260	
	D	mm	160		260	
	圧縮柱応力	MPa	16.6		25.5	
許容荷重/耐力	圧縮力		1.66		1.58	1.15

<二次設計 耐震壁のせん断に対する設計>

表 3-26 で算定した耐震壁曲げ強度時における水平力を、耐震壁のせん断強度が上回る事を確認する。耐震壁のせん断強度の算定には、単層耐震壁を対象とした以下の算定式を用いた。計算式の詳細に関しては、2.2 及び付録を参照されたい。ここでは、耐震壁の保証変形角を 0.005rad としてコンクリートの有効強度係数を算定した。

$$Q_{sy} = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2$$

(3-12)

- t_w : 壁板の厚さ (mm)
- l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ (mm)
- p_s : 壁板のせん断補強筋比
- σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋の強度 (MPa) (407.9MPa 以下)
- ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ($\cot \phi = 1$ とする)
- θ : アーチ機構の角度
- β : トラス機構が伝達するせん断力の割合
- l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ (mm)
- ν : コンクリートの圧縮強度の有効係数 (塑性ヒンジ計画時)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
- h_w : 耐震壁高さ (設計する階の階高) (mm)

表 3-28 に算定結果を示す。各試験体のせん断強度は、耐震壁曲げ降伏時の入力せん断力を大幅に上回っており、各試験体は曲げ降伏により破壊に至る事が確認された。

表 3-28 耐震壁の二次設計 せん断強度（保証変形角 0.005rad）

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
耐力	tw	mm	50		70	70
	lwb	mm	1800		3000	3000
	ps σ_{sy}	MPa	0.985		1.14	1.14
	cot ϕ		1.0		1.0	1.0
	tan θ		0.752		0.754	0.754
	β		0.0967		0.0945	0.1045
	lwb	mm	1800		3000.0	3000
	$v\sigma_{B/2}$	MPa	10.20		12.0	10.9
	Qsy	kN	712		1960	1778
曲げ耐力時	Q	kN	94.0		362	
せん断余裕度			7.57		5.42	4.91

また、参考として耐震壁の保証変形角を 0.02rad とした場合の結果も示す。耐震壁大変形時においても、耐震壁はせん断破壊しない事が確認できた。

表 3-29 耐震壁の二次設計 せん断強度（保証変形角 0.02rad）

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
耐力	tw	mm	50		70	70
	lwb	mm	1800		3000	3000
	ps σ_{sy}	MPa	0.985		1.14	1.14
	cot ϕ		1.0		1.0	1.0
	tan θ		0.752		0.754	0.754
	β		0.242		0.236	0.261
	lwb	mm	1800		3000	3000
	$v\sigma_{B/2}$	MPa	4.08		4.81	4.35
	Qsy	kN	298		819	747
曲げ耐力時	Q	kN	94.0		362	
せん断余裕度			3.17		2.26	2.07

3.6.5 圧縮柱の変形能力及び強度に関する検討

3.2 において、耐震壁の十分な曲げ変形性能を確保する為に、耐震壁圧縮柱に対して十分な変形性能と強度を与えると述べた。また、3.6.4 においては、耐震壁曲げ降伏時に $1/3f_c$ を超える圧縮応力が圧縮側柱に作用する事も明らかになっており、圧縮側柱には、十分な量のせん断補強筋を配し、想定した破壊メカニズムが実現されるように配慮する必要がある。ここでは、表 3-30 に示すように十分な量のせん断補強筋を配し、3.2 で述べた 3 つの項目に関して検討を行う。なおこれ以後用いる拘束コンクリートの強度及び強度時ひずみの算定式としては、文献 [3-2] の NewRC プロジェクトの成果を参考にした算定式を用いる。

表 3-30 柱せん断補強筋の配筋

(a) MNW、PCW

部材名	鉄筋	配筋比
柱	せん断補強筋 2-D6@50	0.79%

(b) MNWL、PCWL

部材名	鉄筋	配筋比
柱	せん断補強筋 2-D10@100 (KSS785)	0.55%

(1) 耐震壁としての検討（圧縮柱コアコンクリートが補強筋で十分に拘束されているか検討する）

文献 [3-13] に従い、耐震壁曲げ降伏時において、圧縮柱中心位置における拘束コンクリートの応力が 90% に低下する際の曲率（限界曲率）を算定し、圧縮柱内のコンクリートが十分に拘束されている事を確認する。耐震壁の限界曲率は式 (3-13) から求められる。なお、引張柱主筋のひずみが破断ひずみの 0.5 倍となる時の曲率が、この算定式から求められる曲率と比べて小さい場合には、引張柱主筋ひずみの条件から耐震壁の限界曲率が決まる。

$$\phi_u = \begin{cases} \frac{\frac{c \varepsilon_B}{0.5D}}{\min(\frac{c \varepsilon_B}{X_n + 0.5D}, \frac{w \varepsilon_B}{2/3 \cdot X_n})} & x_{ne} \leq J_D \\ \frac{w \varepsilon_B}{2/3 \cdot X_n} & x_{ne} \leq J_D \end{cases} \quad (3-13)$$

$$T = a_{ww} \sigma_y + N \quad (3-14)$$

$$C_c = 0.9_c \sigma_{cB} J_B J_D \quad (3-15)$$

$$N_{cc} = \frac{T^2 + V_u^2}{T} \quad (3-16)$$

$$x_{ne} = \frac{N_{cc}}{0.9_c \sigma_{cB} J_B} \quad (3-17)$$

$$X_n = \frac{N_{cc} - C_c}{\sigma_B t_w} \quad (3-18)$$

- $c \varepsilon_B$: 圧縮側柱の断面中央の曲げ限界変形時圧縮ひずみ
- $w \varepsilon_B$: 耐震壁におけるコンクリートの限界変形時の圧縮ひずみ (0.003)
- X_n : 圧縮柱内縁から耐震壁中立軸までの距離
- x_{ne} : 曲げ終局時せん断力の影響を考慮して算定される中立軸
- J_D : 圧縮側柱の外々のせん断補強筋のせい方向芯々間距離
- J_B : 圧縮側柱の外々のせん断補強筋の幅方向芯々間距離
- D : 圧縮側柱せい
- T : 側柱周辺に作用する圧縮力

C_c : コアコンクリートが負担する圧縮力
 N_{cc} : 曲げ終局時せん断力の影響を考慮した等価圧縮力
 N : 長期軸力
 V_u : 曲げ終局時せん断力
 $a_{ww}\sigma_y$: 壁縦方向補強筋面積に降伏強度を掛け合わせたもの
 σ_{cB} : 拘束コンクリート圧縮強度
 σ_B : コンクリート圧縮強度
 t_w : 壁幅

以下に算定結果を示す。全ての試験体において $x_{ne} \leq J_D$ が成り立ち、非常に大きな限界曲率を示した。また、引張柱主筋の破断ひずみを 15% に仮定して、断面解析（詳細に関しては、4 章で説明する）から引張柱主筋ひずみによって決まる限界曲率を求めたが、拘束コンクリートの条件による限界曲率よりもこの曲率の方が小さくなり、最終的に引張柱主筋ひずみの条件から限界曲率が定まった。ゆえに、耐震壁側柱のせん断補強筋は通常の耐震壁としては、十分な変形性能を持つ事が確認された。

表 3-31 耐震壁限界曲率から算定した限界 1F 耐震壁曲げ変形角

		unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
圧縮柱	コアコンクリート圧縮強度	MPa	48.6		64.8	54.6
	拘束コンクリートの圧縮強度×0.9時のひずみ		0.0077		0.0051	0.0053
	圧縮柱のせい	mm	160		260	260
	限界曲率	1/mm	9.63E-05		3.89E-05	4.06E-05
	その時の1F曲げ変形角	%	2.21		1.48	1.54
引張柱	限界曲率	1/mm	4.23E-05		2.53E-05	2.51E-05
	その時の1F曲げ変形角	%	0.97		0.96	0.96

(2) 柱部材としての検討 1（脚部に曲げ変形が集中した時に十分な変形性能があるか検討する）

次に、耐震壁脚部の離間が進展し、圧縮柱脚部に曲げ変形が集中するケースを考える。圧縮柱せいと同じ長さの塑性ヒンジが形成され、圧縮柱は片持ち柱として挙動すると考えると、圧縮柱の限界曲率を算定する事で、圧縮柱の安全限界となる水平変位を算定する事ができる。文献 [3-2] に従い、柱部材の限界曲率を算定する。なお、最大軸力に関しては、耐震壁曲げ降伏時に圧縮柱に作用する軸力とし、最小軸力に関しては、引張力が作用する事を考え、0 とする。以下に算定式を示す。

$$\frac{\phi_u}{1.9 \frac{\varepsilon_p}{j_e}} = \begin{cases} \frac{2}{3_e \eta} & 0 \leq \eta \leq 1/3 \\ \frac{2}{3(5_e \eta - 4/3)} & 1/3 \leq \eta \leq 2/3 \end{cases}$$

(3-19)

$${}_e\eta = \begin{cases} \eta_p & 0 \leq \eta_p \leq 1/3 \\ \eta_p/5 + 4/15 - \eta_s & 1/3 \leq \eta_p \leq 2/3/(1+\gamma) \\ (3+2\gamma)/5 \cdot \eta_p - \eta_s & 2/3/(1+\gamma) \leq \eta_p \leq 2/3 \end{cases} \quad (3-20)$$

$$\gamma = \frac{\eta_n}{\eta_p} \geq 0 \quad (3-21)$$

$$\eta_p = N_p / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p) \quad (3-22)$$

$$\eta_n = N_n / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p) \quad (3-23)$$

$$\eta_s = A_m \sigma_{my} / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p) \quad (3-24)$$

- ϕ_u : 限界曲率
 ε_p : コアコンクリートの最大応力時のひずみ
 j_e : 柱のコア断面のせい
 b_e : 柱のコア断面の幅
 ${}_e\eta$: 等価軸力
 N_p : 部材に作用する最大軸力
 N_n : 部材に作用する最小軸力
 $A_m \sigma_{my}$: 柱断面中心に位置する芯筋の断面積と信頼強度の積
 σ_p : コアコンクリートの最大応力

以下に算定結果を示す。圧縮柱の変形が脚部ヒンジ領域の回転角によってのみ生じると考えると、圧縮柱のせん断変形を無視する事で、限界 1F 変形角を算定する事ができる。いずれの試験体に関しても、概ね変形角は 1.0%を越えている事が確認できた。

表 3-32 圧縮柱限界曲率から算定した限界 1F 変形角

	unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
最大軸力	kN	424		1176	1176
最小軸力(引張の場合は0)	kN	0		0	0
柱のコア断面の幅	mm	130		210	210
柱のコア断面のせい	mm	130		210	210
コアコンクリートの最大応力度	MPa	48.6		64.8	54.6
コアコンクリートの最大応力度時の軸ひずみ度		0.00432		0.00351	0.00353
芯筋の断面積	mm ²	0		0	0
芯筋の信頼強度	MPa	0		0	0
η_p		0.516		0.411	0.489
η_n		0.00		0.00	0.00
η_s		0.00		0.00	0.00
γ		0.00		0.00	0.00
$e\eta$		0.370		0.349	0.364
限界曲率	1/mm	0.0000815		0.0000515	0.0000436
脚部回転角	%	1.30		1.34	1.13
1F変形角	%	1.08		1.11	0.94

(3) 柱部材としての検討2 (圧縮柱のみで耐震壁入力せん断力に抵抗する事ができるか検討する)

壁脚の離間が生じると、せん断力の大部分は圧縮側柱脚部を介して基礎梁へと伝達される。ゆえに、圧縮側柱に関して、十分なせん断強度を有している事を確認しておく必要がある。圧縮側柱脚部せん断強度は、文献 [3-14][3-15]より以下のように算定できる。(A法) 元々この算定式は、プレキャスト耐震壁の各層アーチ機構によって圧縮側柱に入力されるせん断力に対して設計を行う為の式であるが、本実験試験体においては、壁脚が離間する事で、各層アーチ機構によって行われるせん断伝達の状況と近似した状況になるものと考え、この式を用いた。

$${}_c Q_{cu} = b_c \cdot {}_c j_{tc} \cdot {}_c p_w \sigma_{wy} \cot \phi_c + \frac{1}{2} \tan \theta_c (1 - \beta_c) b_c D_c \cdot \nu F_c \quad (3-25)$$

$$\beta_c = (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_s \sigma_{sy}}{\nu F_c} \quad (3-26)$$

$$\tan \theta_c = \sqrt{\left(\frac{h_w}{2D_c} \right)^2 + 1} - \frac{h_w}{2D_c} \quad (3-27)$$

b_c : 柱幅

D_c : 柱せい

${}_c j_{tc}$: 柱のトラス機構に關与する断面の有効せい

${}_c p_w \sigma_{wy}$: 柱のせん断補強筋比及び降伏強度の積

$\cot \phi_c$: トラス機構の角度 (45 度)

$\tan \theta_c$: アーチ機構の角度

νF_c : コンクリートの設計基準強度と有効強度係数の積

h_w : 耐震壁の1層分の高さ

算定結果を表 3-33に示す。いずれの試験体に関しても、耐震壁曲げ降伏時の入力水平力が、全て圧縮側柱に入力されても、それに耐える強度を圧縮側柱が有している事が確認できた。以上の検討により、せん断補強筋を多く配した事で、耐震壁柱は十分な強度と変形性能を有しており、耐震壁脚部離間のメカニズムが確実に形成できる事を確認した。

表 3-33 圧縮柱のせん断強度とせん断余裕度

	unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
柱幅	mm	160		260	260
柱せい	mm	160		260	260
耐震壁の1層分の高さ	mm	460		760	760
柱のトラス機構に関与する断面の有効せい	mm	130		210	210
コンクリート強度	MPa	41.3		64.8	50.0
コンクリート強度に関する有効係数		0.494		0.376	0.450
有効強度係数×コンクリート強度	MPa	20.4		24.4	22.5
せん断補強筋比		0.00792		0.00549	0.00549
せん断補強筋降伏強度	MPa	1032.5		919	919
柱のせん断補強筋比及び降伏強度の積	MPa	8.17		5.04	5.04
$\cot\theta_c$		1.22		1.96	1.86
ϕ_c		39.3		27.1	28.3
$\tan\theta_c$		0.314		0.309	0.309
β_c		1.00		1.00	1.00
せん断強度	kN	208		539	512
耐震壁曲げ降伏時せん断力	kN	93.9		362	362
せん断余裕度		2.21		1.49	1.42

3.6.6 PCa壁の設計

ここでは、PCa 壁を有する PCW 試験体及び PCWL 試験体の目地部分の設計を行う。3.1 でも述べたように各階に複数の PCa 壁を有する連層耐震壁の目地部分で滑りが生じると、それぞれの PCa 壁が独立して回転するような挙動を示し、最終的に基礎梁への水平力の伝達経路が一体打ち耐震壁とは異なった経路になると考えられる。その結果、基礎梁に引張軸力が作用する領域も狭くなり、基礎梁の損傷が軽減できる可能性がある。

試験体に用いられる耐震壁のせん断補強筋はいずれも径（PCW 試験体 $\phi 4$ 、PCWL 試験体 D6）が小さい為、PCa 壁を別途製作し、架構に設置した後、溶接や機械継ぎ手等の手法によって、せん断補強筋を目地部において確実に継ぐ事は困難であった。そこで、両試験体とも PCa 壁は予めせん断補強筋を架構内に配筋した状態で打設を行った。ゆえに、試験体を縦打ちした PCW 試験体に関しては、水平目地を設置する事ができず、鉛直目地のみを設定した。一方、試験体を横打ちした PCWL 試験体に関しては、水平目地及び鉛直目地を両方設置した。各試験体とも各層に 3 枚の PCa 壁を模擬した耐震壁を持ち、その間の目地をモルタルで充填している。通常、目地部分においては、コッター等を設置する事で、目地における滑りを防止し一体打ちの耐震壁と同等の性能を持たせる事が一般的であるが、本研究では、目地部分を積極的に滑らせる必要があるので、コッターは用いず、摩擦係数ができるだけ小さくなるように滑らかな境界面を与えた。

表 3-34(a)に各試験体の目地幅を示す。また、各試験体の目地幅を評価する為に、実大建物の目地部分において重ね継ぎ手をする場合に必要な目地幅を考える。文献_[3-16]によると、圧縮強度が 27MPaを超えるコンクリート内において、SD295Aの鉄筋の重ね継ぎ手を行う場合、必要な重ね継ぎ手長さは 25D (Dは鉄筋径)とされている。ゆえに、実大建物のせん断補強筋径をD13 とすると、必要な重ね継ぎ手長さは325mmとなる。この必要継ぎ手長さをそれぞれの試験体の寸法で考えると、PCW試験体(縮尺 15%)に関しては 49mm、PCWL試験体に関しては、81mmとなる。PCW試験体では、必要定着長さと同程度の 50mm (壁厚と同じ)を目地幅として与えた。実務設計では目地幅が必要定着長さに対して余裕を持って与えられる事を考えると、試験体に与えた目地幅は、実際の建物における目地幅よりもやや狭くなっていると考えられる。一方、PCWL試験体に関しては、実大建物における必要定着長さのほぼ倍にあたる目地幅を与えた為、実際の建物の目地幅よりも、やや広い目地幅が試験体には与えられている事になる。また、PCWL試験体の鉛直目地に関しては、実大の建物の鉛直目地幅は 20mm前後と考えられるが、目地幅が狭すぎるとモルタルの充填に支障が出る為、本研究では 15mmとした。

表 3-34 PCa 壁試験体の目地幅

	PCW	PCWL
水平目地		15mm
鉛直目地		160mm

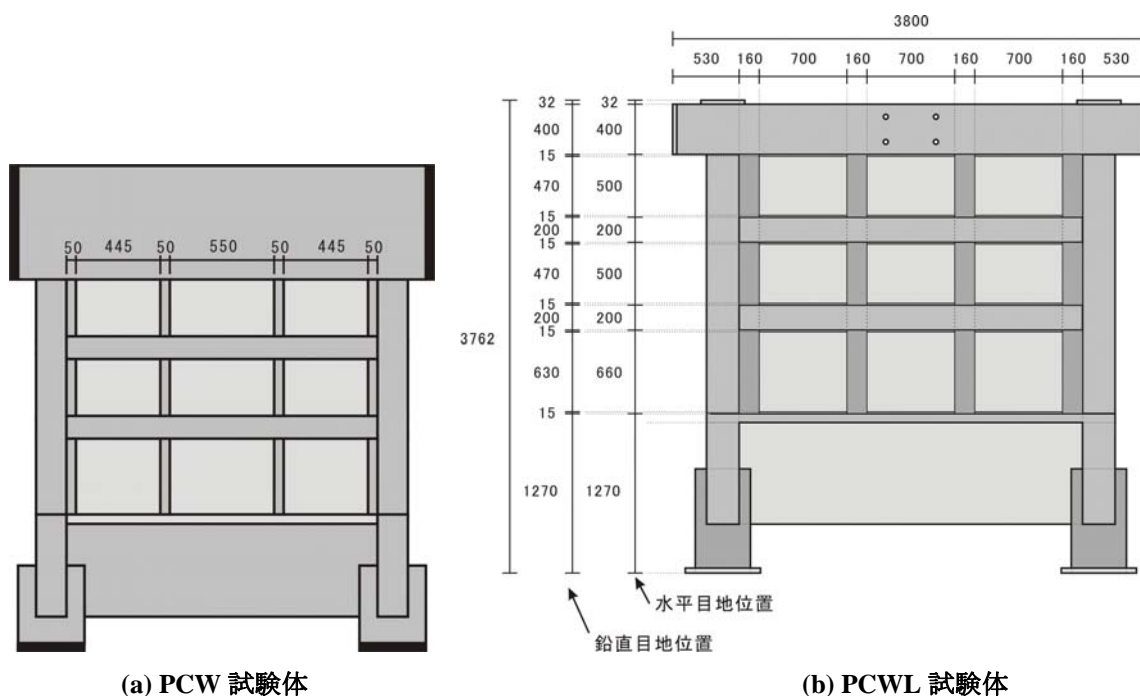


図 3-14 プレキャスト試験体目地位置 (unit: mm)

PCa壁目地のせん断強度に関しては、プレキャスト建築技術集成第三編WR-PC_[3-16]を参照にして強度計算を行った。計算結果を表 3-35に示すが、本実験試験体の耐震壁はいずれも曲げ降伏型に設計されており、せん断に対する余裕が非常に大きい。ゆえに、水平接合部及び鉛直接合部ともに大きく安全側の評価となり、これらの強度式からは目地部分における滑りは期待できない。但し、これらの算定式は耐震壁全体における挙動を表したものであり、曲げによるひび割れや損傷が広がってくるにつれて引張柱近傍では滑り挙動が生じ、部分的にPCa壁の回転挙動が生じる可能性はある。

<プレキャスト建築技術集成第三編WR-PC_[3-16]>

水平接合部の終局せん断強度は以下の算定式で計算できる。

$0.003 \leq p_h \leq 0.005$ の時

$$Q_{uh} = 0.7(\sigma_y p_h tL + N_h)$$

(3-28)

$0.005 < p_h$ の時

$$Q_{uh} = 0.7(0.5\sigma_y (p_h + 0.005)tL + N_h)$$

(3-29)

$$p_h = \frac{a_h}{tL}$$

(3-30)

- σ_y : 鉛直方向接合筋の規格降伏点
- p_h : 鉛直方向接合筋比
- a_h : 鉛直方向接合筋の断面積の和
- t : 耐震壁の厚さ
- L : 耐震壁の全長
- N_h : 終局せん断耐力算定用軸方向力

メカニズム時に鉛直接合部に生じる鉛直方向せん断力は次式による。

$$Q_{mv} = Q_{mh} \frac{h}{l}$$

(3-31)

- Q_{mh} : メカニズム時に耐震壁に生じるせん断力
- h : 階高
- l : 耐震壁の全長

鉛直接合部の終局せん断耐力は以下の算定式で計算できる。

$$Q_{uv} = \min \left\{ {}_u f_{cs} \cdot \sum (w_i x_i), {}_t o {}_u f_{sv} h, {}_u f_{ss} \sum (a_i w_i) \right\} + \sum (\sigma_y a_v)$$

(3-32)

- ${}_u f_{cs}$: シヤーキーの終局支圧応力度
- ${}_u f_{sv}$: 充填コンクリートの終局せん断応力度（短期許容せん断応力度）
- ${}_u f_{ss}$: シヤーキーの終局せん断応力度

w_i : シヤーキーの接触面幅
 x_i : シヤーキー深さ
 a_i : シヤーキー1 個の付け根部分の厚さ
 t_o : 充填コンクリートのせん断力に対する有効な幅
 h : 階高
 σ_y : 水平方向接合筋の断面積（梁主筋含む）
 a_v : 水平方向接合筋の規格降伏点

表 3-35 文献 [3-16]による目地の強度計算

(a) 水平目地

		Unit	PCW	PCWL
水平目地耐力	σ_y	MPa	498.9	376.5
	ph		0.00205	0.00264
	ah	mm ²	201.0	601.7
	t	mm	50	70
	L	mm	1960.0	3260
	Nh	kN	266.6	706.0
	Q _{uh}	kN	256.8	652.8
地震荷重	Q _{mh}	kN	94.0	361.8
せん断余裕度			2.73	1.80

(b) 鉛直目地

		Unit	PCW	PCWL
鉛直目地耐力	t _o	mm	50	70
	σ_B	mm	41.3	43.9
	ufsv	MPa	1.37	1.41
	h	mm	460	760
	$\sigma_y a_v (1F)$	kN	48.8	113.6
	Q _{uv}	kN	80.3	188.6
地震荷重	Q _{mv}	kN	22.1	84.4
せん断余裕度			3.64	2.24

3.6.7 杭の設計

杭及び基礎梁の設計は、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 [3-7]における手法を用いて行う。各杭の負担する水平力の分担率と反曲点高さに関しては、既に 3.5 において定めており、これらの条件から、図 3-15に示すような杭及び基礎梁のモーメント分布を得る事ができる。杭に関しては、3.2 で述べたように耐震壁脚部の離間挙動を確実に再現する為に、耐震壁曲げ降伏時に、杭頭に入力されるモーメント及びせん断力に対して、十分な強度を与え、杭頭の曲げ降伏及び杭のせん断破壊が生じないように、主筋及びせん断補強筋の設計を行った。以下に検討結果を示す。

表 3-36 杭の配筋
(a) MNW、PCW 試験体

部材名	鉄筋		配筋比
杭	主筋	8-D22	2.53%
	せん断補強筋	4-D10@100	0.82%

(b) MNWL、PCWL 試験体

部材名	鉄筋		配筋比
杭	主筋	8-D32	3.28%
	せん断補強筋	2-D13@120	0.48%

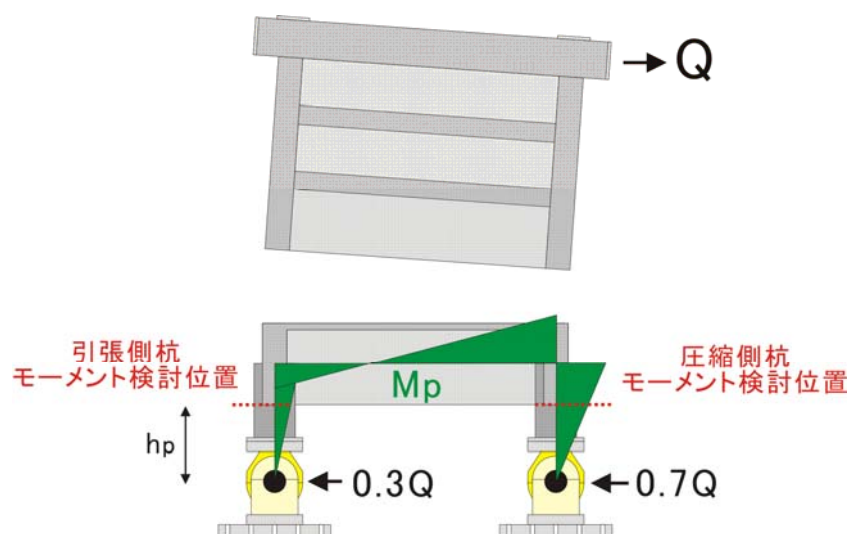


図 3-15 杭からの曲げ戻しモーメント

<一次設計 軸力に関する検討>

杭頭に作用する圧縮応力がコンクリートの短期許容圧縮応力度($2/3f'_c$)を上回らない事、転倒モーメントによって生じる引張力に対して十分な量の主筋が配筋されている事を確認するが、二次設計における検討と重複するので、ここでは省略する。

<一次設計 曲げに対する検討>

杭頭に作用する曲げモーメントに対して、杭主筋が降伏しない事を確認するが、二次設計と同様の検討となるので、ここでは省略する。

<一次設計 せん断に対する検討>

杭に作用するせん断力が、杭の短期許容せん断応力度を超えない事を確認する。柱部材の短期許容せん断力は以下の式で算定できる。

$$Q_{AS} = b_j \{ f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \}$$

(3-33)

- b : 柱の幅
 j : 柱の応力中心距離で(7/8)d とする事ができる (d:柱の有効せい)
 f_s : コンクリートの許容せん断応力度
 ${}_wf_t$: 帯筋のせん断補強用許容引張応力度 (=降伏強度)
 p_w : 帯筋比

表 3-37にせん断に関する検討結果を示す。せん断に関して条件が厳しい圧縮側杭（上部入力せん断力の 70%を負担）が短期許容荷重の条件を満たす事を確認した。

表 3-37 一次設計 杭のせん断に対する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
許容荷重	b	mm	350		440	
	j	mm	255		318	
	σ_B	MPa	36.9		45.7	40.6
	f_s	MPa	1.30		1.43	1.36
	${}_wf_t$	MPa	377.0		351.5	
	p_w		0.00815		0.00480	
	QAS	kN	220		269	259
地震荷重	圧縮柱	kN	39.8		90.6	
地震荷重/許容荷重	圧縮力		5.52		2.97	2.86

<二次設計 軸力に対する検討>

杭頭に作用する軸方向力が、コンクリートの短期許容圧縮応力度(2/3 f'_c)を上回らない事、転倒モーメントによって生じる引張力に対して十分な量の主筋が配筋されている事が、表 3-38から確認できた。

- A_s : 杭主筋の断面積
 f_y : 杭主筋の降伏強度

表 3-38 二次設計 杭の軸力に対する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
許容応力	b	mm	350		440	
	D	mm	350		440	
	σ_B	MPa	36.9		45.7	40.6
	2/3 σ_B	MPa	24.6		30.4	27.1
	f_y	MPa	324.1		386.8	
地震入力	長期荷重	kN	133.3		353.0	
	転倒モーメント	kNm	575		2786	
	圧縮力	kN	453		1282	
	引張力	kN	-186		-576	
	b	mm	160		260	
	D	mm	160		260	
	A_s	mm ²	3096.8		6353.6	
	圧縮柱応力	MPa	17.7		19.0	
	引張柱応力	MPa	-60.0		-90.6	
地震入力/ 許容応力	圧縮柱		1.39		1.61	1.43
	引張柱		5.40		4.27	

<二次設計 曲げに対する検討>

杭頭に作用する曲げモーメントに対して、杭主筋が降伏に至らない事を確認する。なおこの際、表 3-38で検討した耐震壁曲げ降伏時の杭負担圧縮軸力及び引張軸力が作用するものとして曲げ耐力の算定を行う。杭の曲げ耐力は、文献 [3-2]の柱曲げ耐力算定式を用いて計算した。

$N_{\min} \leq N < 0$ の時

$${}_cM_y = 0.5(a_g\sigma_y + N)g_1D \quad (3-34)$$

$0 \leq N \leq N_b$ の時

$${}_cM_y = 0.5a_g\sigma_yg_1D + 0.5ND\{1 - N/bDF_c\} \quad (3-35)$$

$N_b < N \leq N_{\max}$ の時

$${}_cM_y = 0.5a_g\sigma_yg_1D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2F_c \quad (3-36)$$

$$N_{\min} = -a_g\sigma_y \quad (3-37)$$

$$N_{\max} = bDF_c + a_g\sigma_y \quad (3-38)$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1)bDF_c \quad (3-39)$$

- a_g : 主筋全断面積の合計
 σ_y : 鉄筋の降伏強度
 g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との全せいに対する比
 b : 柱幅
 D : 柱せい
 N : 柱の軸方向力
 F_c : コンクリートの設計基準強度

計算結果を表 3-39に示す。いずれの試験体においても、耐震壁曲げ降伏時に、杭は曲げ降伏しない事が確認できた。

表 3-39 二次設計 杭の曲げに対する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
曲げ耐力	ag	mm ²	3097		6354	
	σ _y	MPa	324		387	
	D	mm	160		260	
	b	mm	160		260	
	F _c	MPa	36.9		45.7	40.6
	g _l		0.663		0.650	
	N _{min}	kN	-1004		-2458	
	N _{max}	kN	1949		5544	5203
	N _b	kN	346		1120	997
	N(圧縮杭)	kN	453		1282	
	N(引張杭)	kN	-186		-576	
	cMy(圧縮杭)	kNm	66.2		290.4	271.3
	cMy(引張杭)	kNm	43.4		159.0	
地震荷重	水平荷重	kN	94.0		361.8	
	杭反曲点 一杭頭距離	mm	480		810	
	M(圧縮杭)	kNm	31.6		205.2	
	M(引張杭)	kNm	13.5		87.9	
曲げ余裕度	圧縮杭		2.10		1.42	1.32
	引張杭		3.20		1.81	

<二次設計 セン断に対する検討>

杭が载荷中せん断破壊しない事を確認する為に、文献_[3-2]の算定式を用いて杭のせん断強度を算定した。但し、いずれの部材に関しても、杭のクリアスパン長さLを、杭頭から杭主筋の定着板の上端までの長さ（MNW, PCW : 140mm、MNWL, PCWL:350mm）としてアーチ機構の角度θを求めた。算定結果を表 3-40に示すが、いずれの試験体に関しても曲げ強度時において、杭はせん断破壊しない事が確認された。

$$V_u = \text{Min}(V_1, V_2, V_3)$$

(3-40)

$$V_1 = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(\nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

(3-41)

$$V_2 = \frac{1}{3} (\lambda \nu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}) b_e j_e$$

(3-42)

$$V_3 = \frac{1}{2} \lambda \nu \sigma_B b_e j_e$$

(3-43)

μ : トラス機構の角度（=2 降伏ヒンジを設定しない場合）

p_{we} : 有効横補強筋比

σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度
 b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅
 j_e : トラス機構に関与する断面の有効せい
 ν : コンクリート圧縮強度の有効係数
 σ_B : コンクリートの圧縮強度
 λ : トラス機構の有効係数
 b : 断面の幅
 D : 断面のせい
 θ : アーチ機構の角度

表 3-40 二次設計 杭のせん断に関する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
せん断耐力	μ		2		2	
	pwe		0.00815		0.00480	
	σ_{wy}	MPa	377		351	
	b_e	mm	274		343	
	j_e	mm	274		343	
	ν		0.515		0.472	0.497
	σ_B	MPa	36.9		45.7	40.6
	s	mm	100		120	
	bs	mm	156		343	
	λ		0.675		0.575	
	b	mm	350		440	
	D	mm	350		440	
	tan θ (圧縮杭)		0.677		0.482	
	tan θ (引張杭)		0		0	
	Vu(圧縮杭)	kN	306.7		551.9	521.3
	Vu(引張杭)	kN	398.4		396.9	396.9
地震荷重	V(圧縮杭)	kN	65.8		253.3	
	V(引張杭)	kN	28.2		108.5	
せん断余裕度	圧縮杭		4.66		2.18	2.06
	引張杭		14.12		3.66	3.66

3.6.8 基礎梁と床スラブの設計

本実験では、耐震壁脚部の離間挙動によって、耐震壁から基礎梁、杭へと伝達される水平力の伝達経路がどのように推移するかを明らかにする事が大きな目的である。真田ら研究^[3-18]が行ったように、ロードセルを用いて耐震壁脚部に作用する水平力を直接計測するような方法もあるが、一般的には、各部材の鉄筋に添付したひずみゲージの測定値等から各部材の応力分布を類推する事で、間接的に水平力の伝達経路を把握していく事になる。本研究においても、基礎梁主筋及び基礎梁せん断補強筋に多くのひずみゲージを添付し、これらのひずみ値から水平力抵抗機構を推定している。しかしながら、鉄筋は一度降伏すると、応力とひずみの線形関係が崩れる為、ひずみから応力を求める事が困難になる。そこで、最初に設計を行ったMNW試験体及びPCW試験体に関しては、基礎梁主筋量を一般的な基礎梁主筋量よりも多く配し、載荷時、基礎梁主筋が降伏せず、その挙動が弾性域に留まるようにした。

その結果、基礎梁主筋のひずみは載荷中、概ね弾性域に留まり、基礎梁における応力状態を容易に把握する事ができたが、損傷が耐震壁に集中し、基礎梁の損傷が軽微に抑えられてしまった。つまり、通常よく行われる載荷実験と同様に、剛な基礎梁上で耐震壁のみが破壊に至るような状況となってしまうのである。ゆえに、基礎梁主筋量を実建物における値まで減らし、より現実的な状況で、耐震壁と基礎梁との相互作用を把握する必要がでてきた。そこで、MNWL試験体及びPCWL試験体に関しては、MNW試験体、PCW試験体とは逆に、基礎梁主筋量を減らし、耐震壁の曲げ降伏が起こる前に基礎梁主筋の降伏が起こるような設計とした。

以下に両試験体の配筋を示す。また、スラブ筋に関しては、壁筋と同等な配筋とし、最低鉄筋量である 0.25%を僅かに上回る程度とした。また、文献^[3-7]に従って、設計において、基礎梁上端筋を引張鉄筋として取り扱う場合には、実大にして梁片側で 1000mmの範囲のスラブ筋を引張筋として取り扱う事とした。

表 3-41 基礎梁及びスラブ筋の配筋

(a) MNW、PCW 試験体

部材名	鉄筋		配筋比
基礎梁	上端筋(スラブ考慮)	8-D10 + 4-φ4	1.33%
	下段筋	8-D10	1.23%
	せん断補強筋	2-D6@100	0.63%
床	スラブ筋	φ4@100	0.25%

(b) MNWL、PCWL 試験体

部材名	鉄筋		配筋比
基礎梁	上端筋(スラブ考慮)	2-D22+4-D6	0.74%
	下段筋	2-D22	0.63%
	せん断補強筋	2-D10@150 (SD295A)	0.63%
床	スラブ筋	D6@150 千鳥	0.30%

<一次設計 基礎梁せん断補強筋及び軸方向鉄筋に関する検討>

文献^[3-7]によれば、基礎梁の軸方向鉄筋の許容耐力が地震時 1F耐力壁の作用せん断力の 0.75 倍以上であること、また、基礎梁のあばら筋の許容引張耐力の総和が、1F耐力壁の縦筋の許容引張耐力以上である事を確認する必要がある。表 3-42に各試験体の地震時入力と軸方向鉄筋とせん断補強筋の降伏強度を示すが、いずれの試験体に関してもこれらの条件を満たしている。

表 3-42 一次設計 基礎梁の軸方向鉄筋とせん断補強筋に関する検討

	Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
軸鉄筋	kN	430.3		527.8	
あばら筋	kN	379.7		971.4	
せん断力の0.75倍	kN	42.6		97.1	
壁縦筋	kN	100.3		510.3	
余裕度(軸鉄筋)		10.10		5.44	
余裕度(あばら筋)		3.79		1.90	

<一次設計 曲げに対する検討>

杭からの曲げ戻しモーメントに対して、基礎梁主筋の設計を行うが、二次設計と同様の検討となるので、ここでは省略する。

<二次設計 軸方向鉄筋に関する検討>

文献_[3-7]に従って、メカニズム時（耐震壁曲げ降伏時）における水平荷重の0.50倍以上の軸方向鉄筋許容耐力が与えられている事を確認する。表 3-43より、軸方向鉄筋量に関する条件は満たされている。

表 3-43 二次設計 基礎梁の軸方向鉄筋に関する検討

	Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
軸鉄筋	kN	430.3		527.8	
せん断力の0.50倍	kN	47.0		180.9	
余裕度(軸鉄筋)		9.15		2.92	

<二次設計 曲げに対する検討>

基礎梁の曲げ耐力は、文献_[3-2]に従って、以下の式で算定する。また杭頭からの曲げ戻しモーメントの検討位置は、図 3-16に示すように直交梁の内縁とした。表 3-44に示すように、小型試験体に関しては、上端筋及び下端筋共に、設計基準を大幅に上回る量の鉄筋が配筋されており、上端筋に関しても、安全率は2倍を超えている。一方、大型試験体に関しては、上端筋の安全率が1.0を大幅に下回っており、耐震壁が曲げ降伏する前に基礎梁主筋が曲げ降伏する状況になっている。但し、下端筋に関しては、上端筋と同じ配筋としているので、安全率は1.0を大幅に超えている。

$${}_G M_y = 0.9 a_t \sigma_y r d$$

(3-44)

a_t : 引張鉄筋の断面積の合計

σ_y : 主筋の降伏強度

${}_r d$: 有効せい

表 3-44 二次設計 基礎梁の曲げに関する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
曲げ耐力	at σ_y (上端)	kN	240		312	
	rd (上端)	mm	468		821	
	at σ_y (下端)	kN	215		264	
	rd (下端)	mm	463		817	
	Mu (上端)	kNm	101.2		230.3	
	Mu (下端)	kNm	90.6		195.1	
地震荷重	M (上端)	kNm	46.2		297.0	
	M (下端)	kNm	18.0		116.1	
曲げ余裕度	上端筋		2.19		0.78	
	下端筋		5.03		1.68	

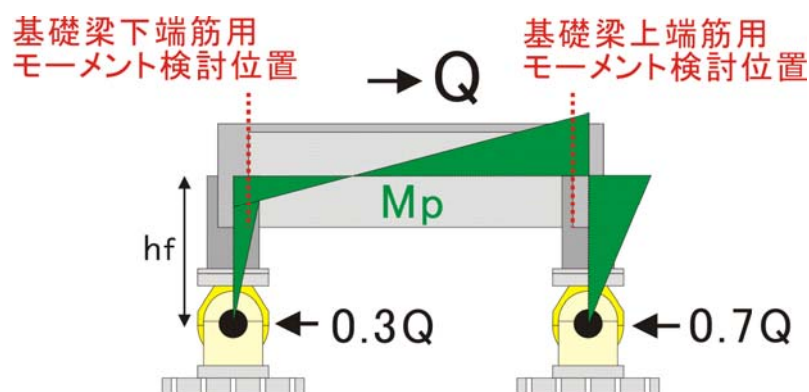


図 3-16 基礎梁のモーメント検討位置

<二次設計 セン断に対する検討>

耐震壁脚部に離間挙動が起こると、基礎梁は単独で外力に抵抗するものと考えられるので、ここでは、直交梁内法距離をクリアスパンとして基礎梁のせん断強度を計算する。なお、基礎梁には前述したように引張軸力が作用するので、ここでは、アーチ機構によるせん断伝達を無視して強度の算定を行った。算定式は、(3-40)と同様である。いずれの試験体に関しても、安全率は4倍近い値が得られており、基礎梁のせん断破壊は起こらないものと考えられる。

表 3-45 二次設計 基礎梁のせん断に関する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
せん断耐力	μ		2		2	
	pwe		0.00990		0.00932	
	σ_{wy}	MPa	375		378	
	be	mm	64		102	
	je	mm	482		796	
	v		0.515		0.472	0.497
	σ_B	MPa	36.9		45.7	40.6
	s	mm	100		150	
	bs	mm	64		102	
	λ		0.863		0.874	
	b	mm	100		150	
	D	mm	540		880	
	$\tan\theta$		0.148		0.145	
	Vu	kN	207.0		585.7	572.7
地震荷重	V	kN	39.2		150.8	
せん断余裕度			5.28		3.88	3.80

以上の検討により、試験体の破壊形式が耐震壁の曲げ降伏、または、基礎梁上端筋の降伏となるように各部材の配筋を行った。耐震壁の曲げ降伏時には、図 3-4(b)に示すように、耐震壁脚部の離間が進む形で変形が進んで行く事が容易に想像できるが、基礎梁上端筋が降伏した場合に関しては、上端筋降伏後、試験体が最終的にどのように破壊に至るかは不明であり、基礎梁上端筋の降伏を破壊形式とした大型試験体に関しては、載荷実験において、その破壊形式を確認する事も非常に重要である。

また、基礎梁の設計に関しては、文献 [3-7]に従うと、杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力の検討を別々に行う事になる。しかしながら、両者は実際には別々に作用する訳ではなく、耐震壁の変形が進展するにつれ、それぞれの分布を変えながら、同時に作用しているものと考えられる。また、耐震

壁から作用する水平力及び鉛直力によるモーメント、具体的には、壁縦補強筋の引張力や壁脚コンクリートを介して伝わる圧縮力、水平力が基礎梁上端に作用する事によって生じる偏心モーメントなどは、文献^[3-7]による設計ではまったく考慮されておらず、合理的な設計手法になっていないものと考えられる。現状の設計法の問題点に関しては、4章で詳細に検討する。

3.6.9 試験体の断面形状

表 3-46に各部材の断面と配筋を示す。小型試験体の載荷梁主筋に関しては、鉛直ジャッキによって生じる曲げモーメントに対して十分抵抗できる主筋量を与えた。また、大型試験体の載荷梁主筋、大型及び小型試験体のせん断補強筋に関しては、最低鉄筋量を満たす程度の配筋とした。直交梁に関しては、最低鉄筋比を満たす程度のせん断補強筋を配し、組み立て筋として、上下に主筋を配置している。

表 3-46 各部材の断面と配筋

(a) 小型試験体

部材名	鉄筋		配筋比
柱 (160mm×160mm)	主筋	4-D10	1.11%
	せん断補強筋	2-D6@50	0.79%
枠梁 (100mm×120mm)	上段筋	2-D6	0.65%
	下段筋	2-D6	0.65%
	せん断補強筋	2-φ4@100	0.25%
壁板 (50mm)	縦補強筋	φ4@100	0.25%
	横補強筋	φ4@100	0.25%
杭 (350mm×350mm)	主筋	8-D22	2.53%
	せん断補強筋	4-D10@100	0.82%
基礎梁 (100mm×540mm)	上段筋	8-D10	1.23%
	上端筋(スラブ考慮)	8-D10 + 4-φ4	1.33%
	下段筋	8-D10	1.23%
	せん断補強筋	2-D6@100	0.63%
床 (50mm)	スラブ筋	φ4@100	0.25%

(b) 大型試験体

部材名	鉄筋		配筋比
柱 (260mm×260mm)	主筋	8-D13	1.50%
	せん断補強筋	2-D10@100 (KSS785)	0.55%
枠梁 (140mm×200mm)	上段筋	2-D10 (SD295A)	0.59%
	下段筋	2-D10 (SD295A)	0.59%
	せん断補強筋	2-D6@150	0.30%
壁板 (70mm)	縦補強筋	D6@150 千鳥	0.30%
	横補強筋	D6@150 千鳥	0.30%
杭 (440mm×440mm)	主筋	8-D32	3.28%
	せん断補強筋	2-D13@120	0.48%
基礎梁 (150mm×880mm)	上段筋	2-D22	0.63%
	上端筋(スラブ考慮)	2-D22+4-D6	0.74%
	下段筋	2-D22	0.63%
	せん断補強筋	2-D10@150 (SD295A)	0.63%
床 (70mm)	スラブ筋	D6@150 千鳥	0.30%

以下に各試験体の各断面図を示す。各部材のかぶり厚さ及び主筋間隔に関しては、主筋径の 1.5 倍以上となるように設計した。また、径が細いせん断補強筋に関しては、135 度フックとして、十分な定着長さを与えている。その他の部材のせん断補強筋に関しては、重ね溶接としている。

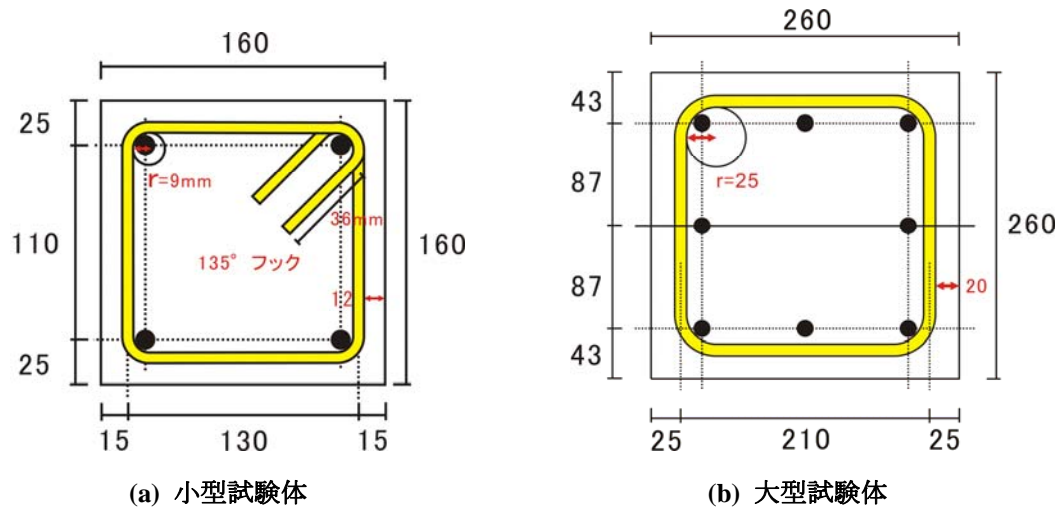


図 3-17 柱断面 (単位 : mm)

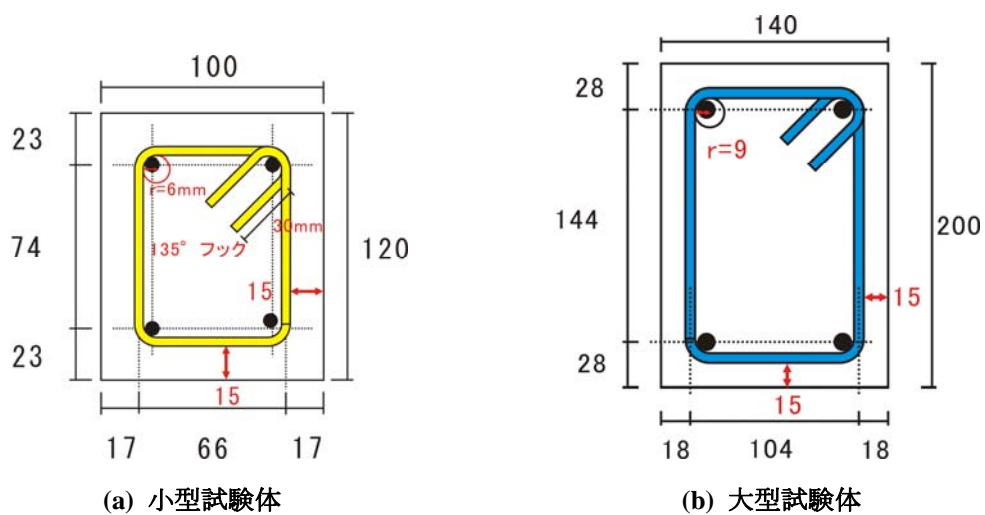


図 3-18 梁断面 (単位 : mm)

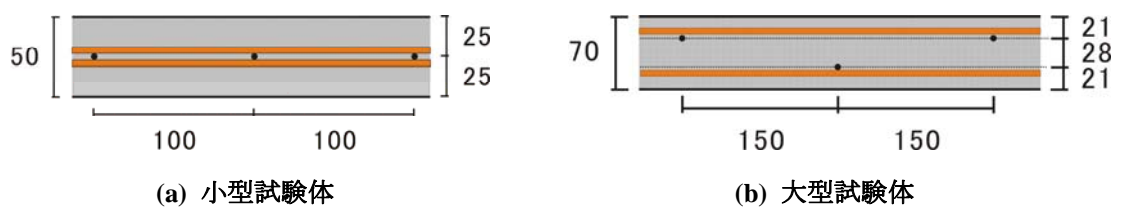
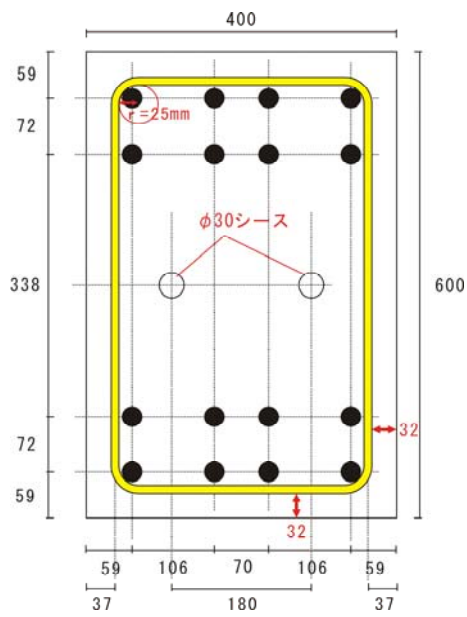
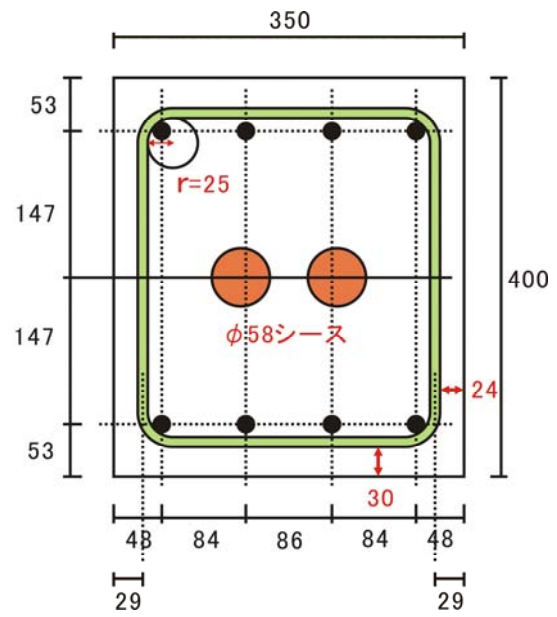


図 3-19 壁断面 (スラブ筋も同一の配筋) (単位 : mm)

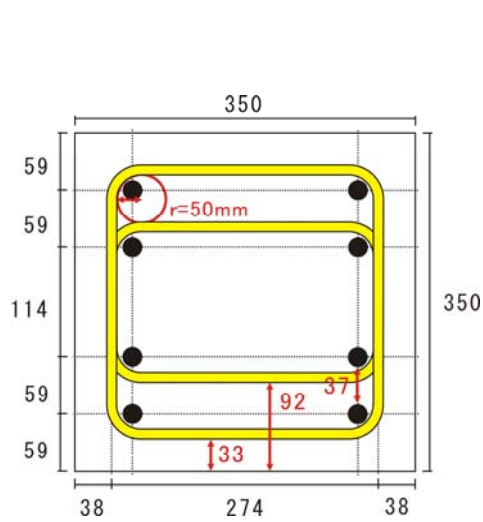


(a) 小型試験体

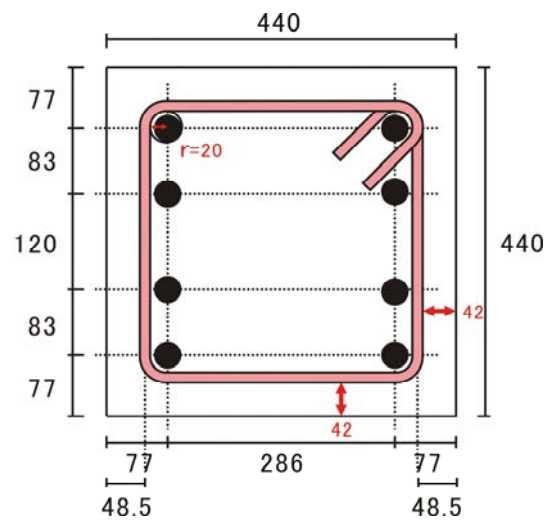


(b) 大型試験体

図 3-20 载荷梁断面 (単位 : mm)

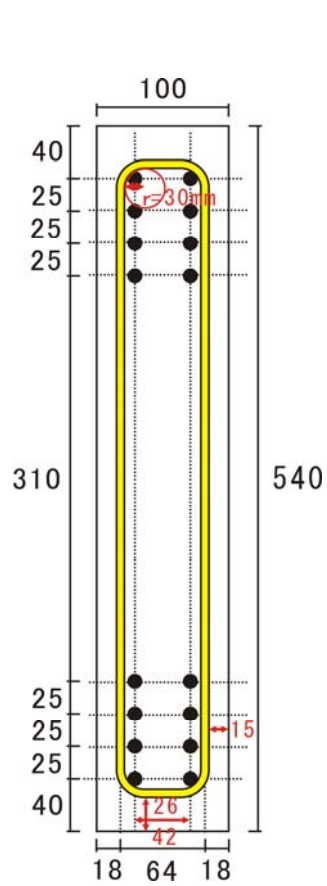


(a) 小型試験体

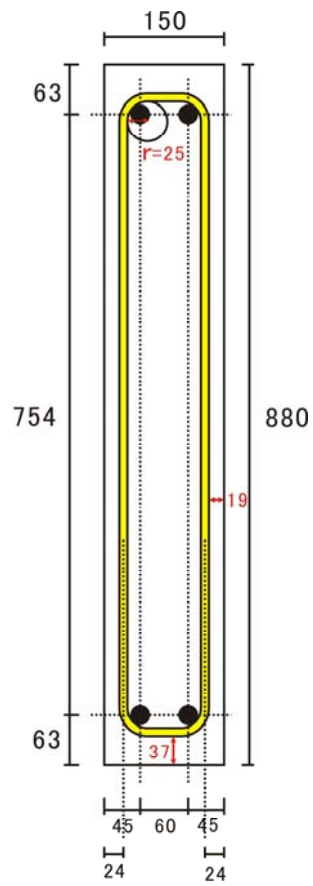


(b) 大型試験体

図 3-21 杭断面 (単位 : mm)

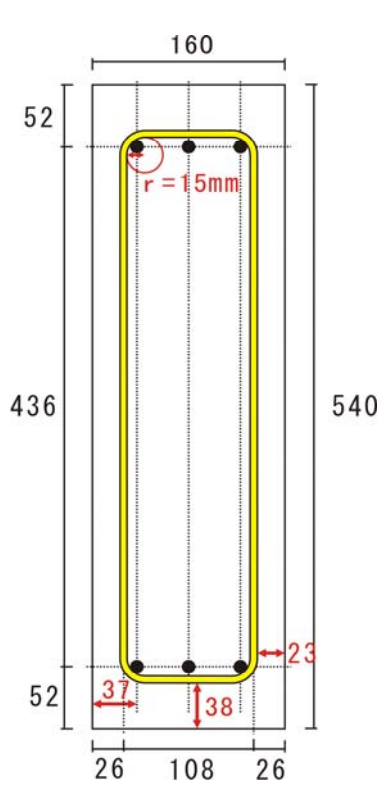


(a) 小型試験体

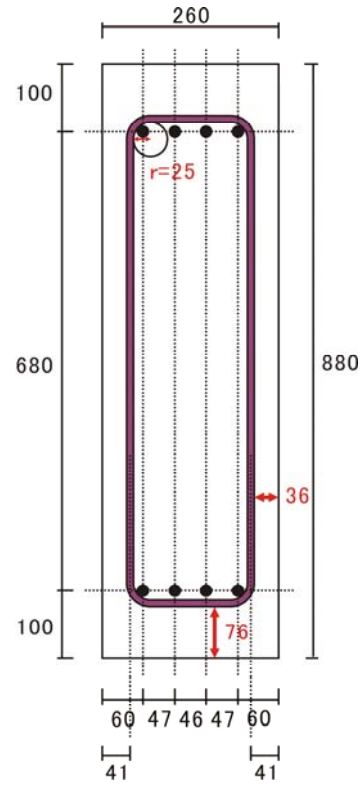


(b) 大型試験体

図 3-22 基礎梁断面 (単位: mm)



(a) 小型試験体



(b) 大型試験体

図 3-23 直交梁断面 (単位: mm)

3.6.10 試験体の配筋状況と定着や付着に関する設計

図 3-24から 図 3-26に小型試験体の配筋図を示す。また、図 3-27から 図 3-31に大型試験体の配筋図を示す。小型試験体に関しては、柱主筋、梁主筋、壁筋を直線定着とし、耐震壁縦方向補強筋と柱主筋は、基礎梁底面付近まで配筋している。大型試験体に関しても、梁主筋、壁筋は直線定着であるが、柱主筋の上部に関しては、鉛直ジャッキからの引張力が入力される載荷梁上部のジャッキ接続用の鉄板と溶接した。耐震壁縦方向せん断補強筋に関しては、基礎梁中心高さまでの配筋とした。いずれの鉄筋に関しても、定着長さは十分確保されている。また、MNWL試験体とPCWL試験体で、壁縦補強筋の配筋位置が異なる。PCWL試験体に関しては、PCa壁と目地の境界近くに鉄筋を配置し、隅角部における応力集中でコンクリートの剥離が起こらないようにしている。

基礎梁上端筋に関しては、いずれの試験体も十分な定着長さを確保できなかったため、定着板を試験体側面に埋め込み、基礎梁上端筋と溶接した。基礎梁下端筋に関しては、杭コアコンクリート内で、90 度折り曲げ定着としている。スラブ軸方向筋に関しても、直交梁コアコンクリート内において 90 度の折り曲げ定着とした。杭主筋に関しては、脚部はピン及びピンローラーとの接続用の鉄板に溶接して定着を取っている。また、杭頭に関しては、U 字定着とした。

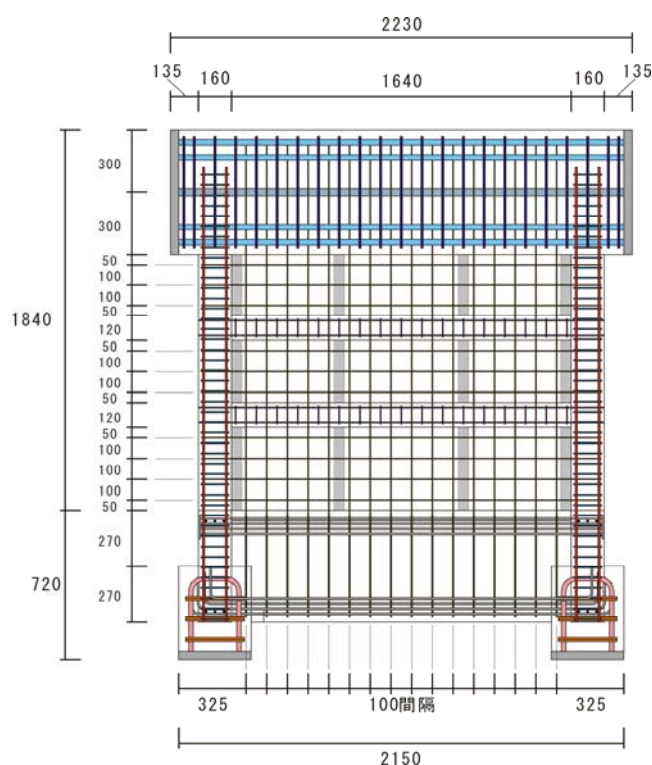


図 3-24 小型試験体の側面配筋図

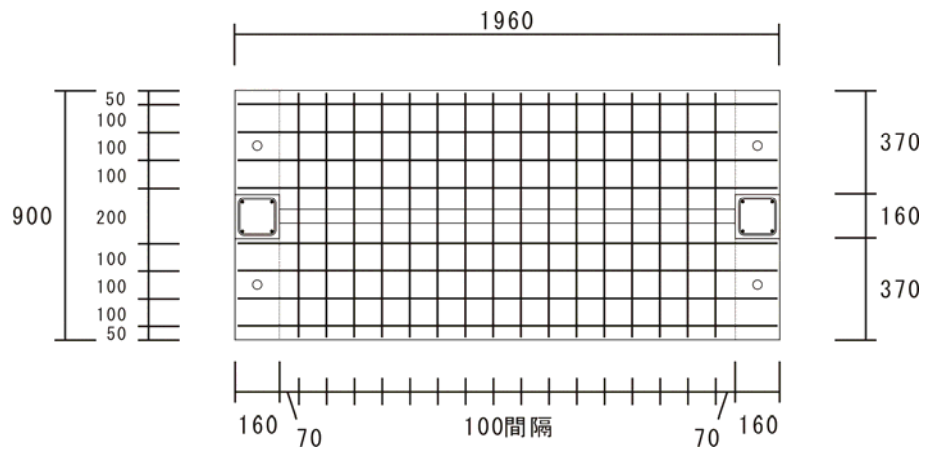
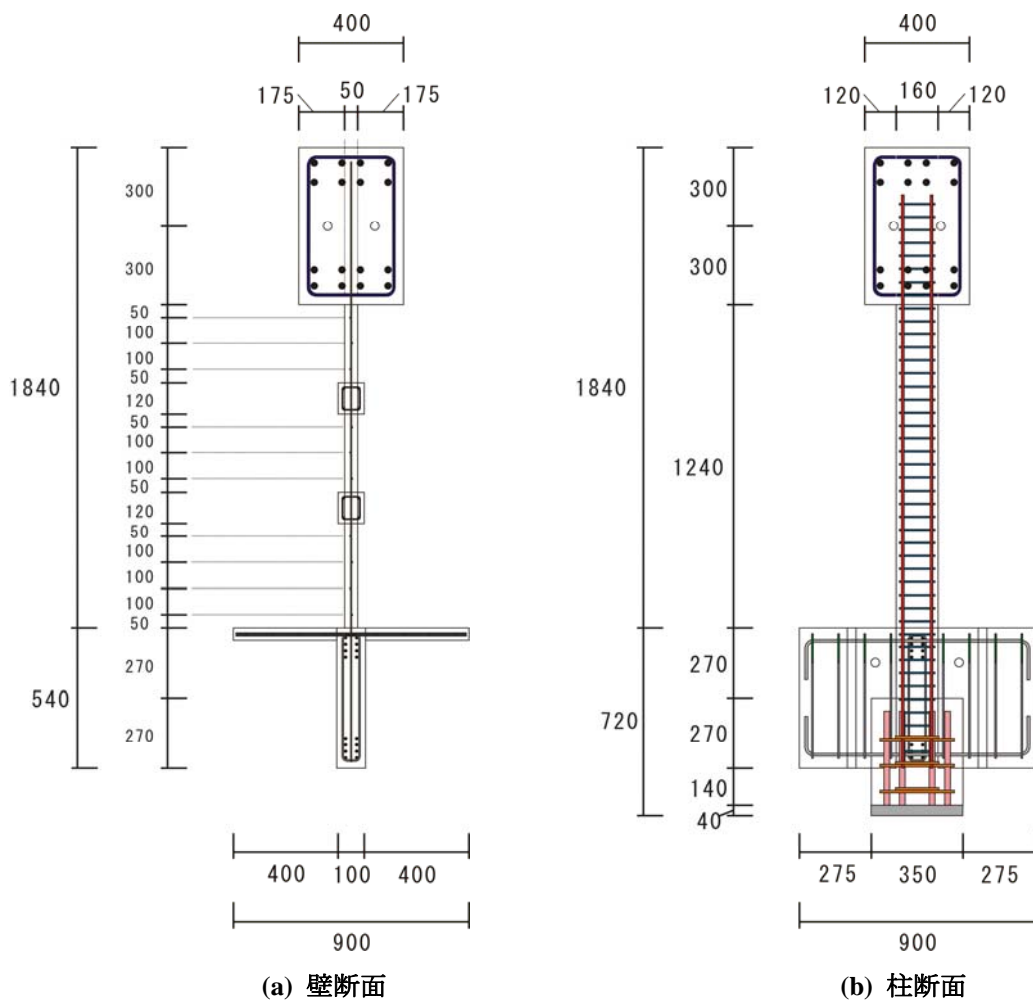


図 3-25 小型試験体の平面配筋図



(a) 壁断面

(b) 柱断面

図 3-26 小型試験体の側面配筋図 2

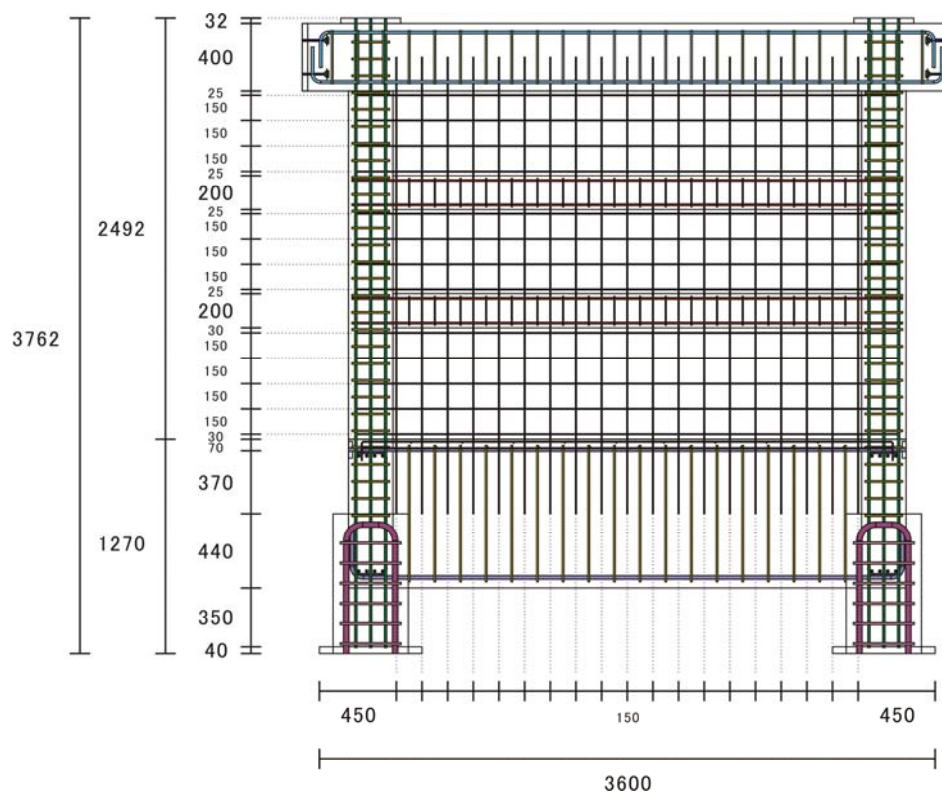


図 3-27 MNWL 試験体の側面配筋図

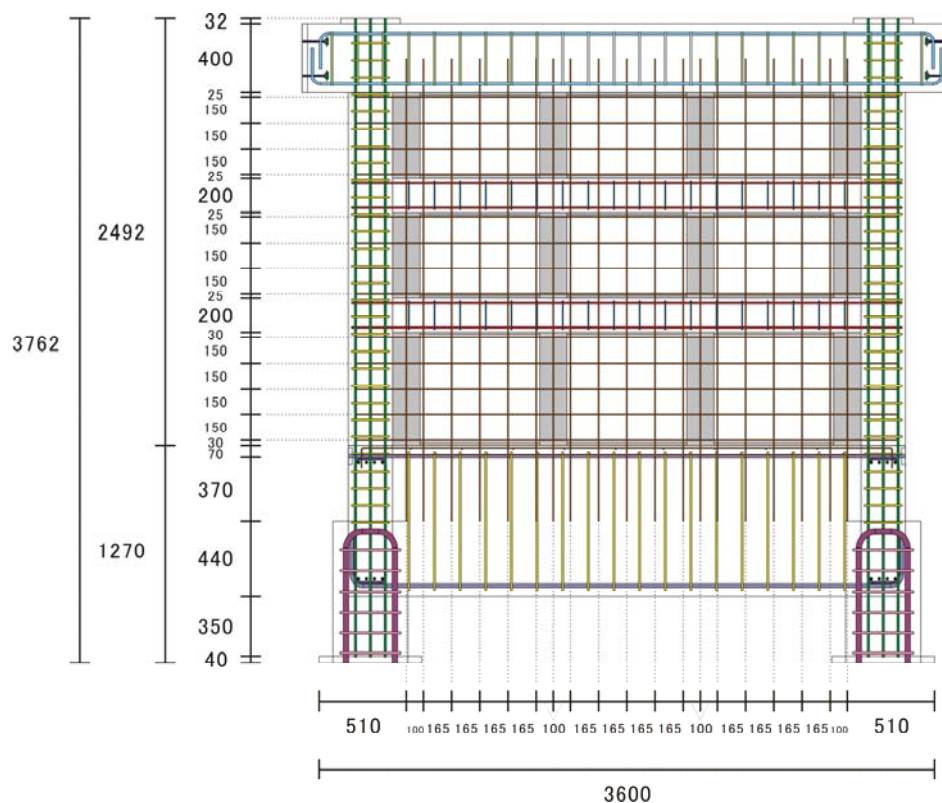


図 3-28 PCWL 試験体の側面配筋図

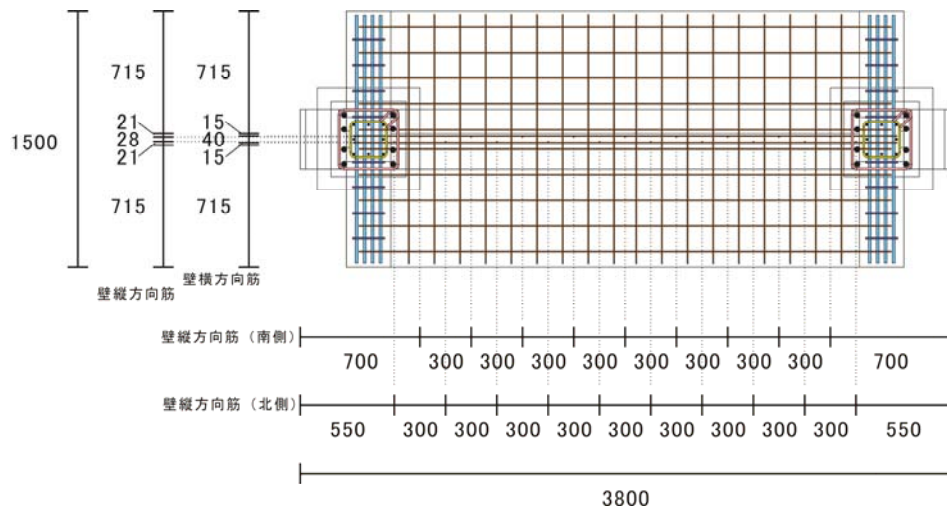


図 3-29 MNWL 試験体の平面配筋図

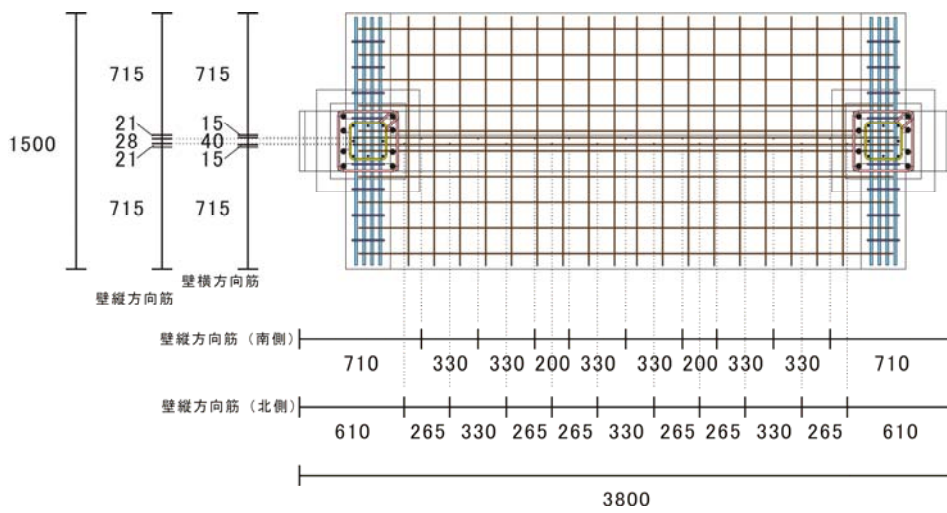


図 3-30 PCWL 試験体の平面配筋図

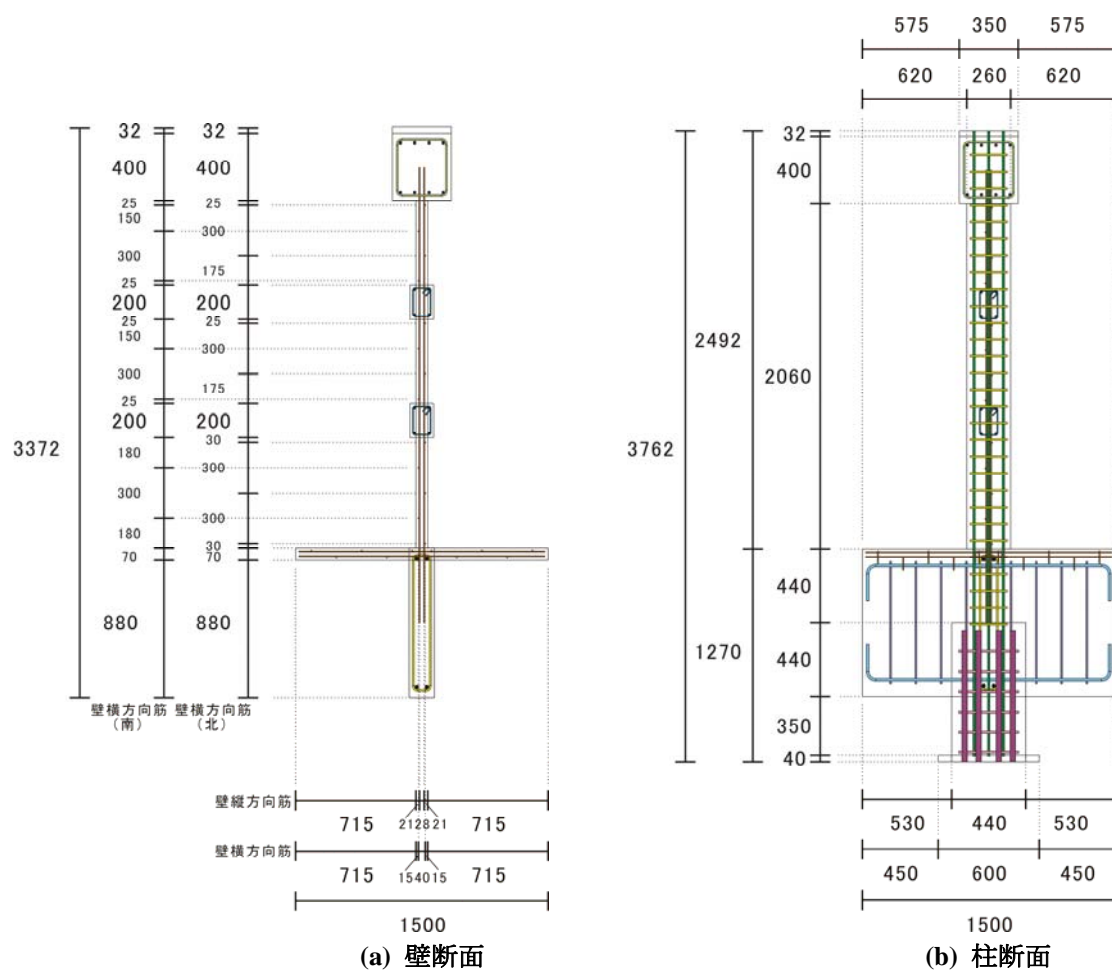


図 3-31 大型試験体の側面配筋図 2

3.7. 試験体の製作過程

3.7.1 MNW試験体及びPCW試験体

コンクリートは縦打ちとし、基礎構造（杭、基礎梁、直交梁、スラブ）と上部構造（連層耐震壁、載荷梁）の2回に分けて行った。2回とも同じ配合のコンクリートを用いている。設計条件を表 3-47 に、配合表を表 3-48に示す。また、上部構造と下部構造の接合部分（主に壁脚）がコールドジョイントになるのを防ぎ、一体打ちと同等の性能を発揮する事ができるように、下部構造の打設後、壁及び柱の打設予定箇所にブラシによる目荒らしを行った。PCW試験体に関しては、本体部分の打設後、型枠を設置し、目地部分にモルタル（デンカ プレタスコンType-1）を充填した。

表 3-47 コンクリート配合の設計条件（試験体 MNW, PCW）

	コンクリートの種類による記号	呼び強度 (MPa)	スランブ値 (cm)	粗骨材の最大寸法による記号	セメント種類による記号
1回目	普通	33	12	15	N
2回目	普通	33	12	15	N

表 3-48 コンクリートの配合表及び当日のスランブ値（試験体 MNW, PCW）

	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	当日のスランブ値(cm)
1回目	417	175	771	928	1.024	42	46.1	12
2回目	417	175	771	928	1.024	42	46.1	16



(a) 壁脚部分の目荒らし



(b) 下部構造打設後



(c) 上部構造打設後



(d) PCW 試験体の目地充填

図 3-32 小型試験体の打設

3.7.2 MNWL試験体

コンクリートの打設は縦打ちとし、基礎構造（杭、基礎梁、直交梁、スラブ）と上部構造（連層耐震壁、載荷梁）の2回に分けて行った。2回とも同じ配合のコンクリートを用いている。配合条件を表 3-49に、配合表を表 3-50に示す。また、上部構造と下部構造の接合部分（主に壁脚）がコールドジョイントになるのを防ぎ、一体打ちと同等の性能を発揮する事ができるように、下部構造の打設後、壁及び柱の打設予定箇所にブラシによる目荒らしを行った。打設では、耐震壁の枠梁にコンクリートが行き渡らない部分やジャンカが見られた。そこで、後日セメントミルクで補修を行った。セメントミルクの力学的特性を表 3-51に示す。

表 3-49 コンクリート配合の設計条件（試験体 MNWL）

	コンクリートの種類による記号	呼び強度 (MPa)	スランプ値 (cm)	粗骨材の最大寸法による記号	セメント種類による記号
1回目	普通	33	18	15	N
2回目	普通	33	18	15	N

表 3-50 コンクリートの配合表及び当日のスランプ値（試験体 MNWL）

	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	当日のスランプ値(cm)
1回目	411	179	①551 ②236	896	3.699	43.5	47.1	22.7
2回目	411	179	①551 ②236	896	3.699	43.5	47.1	18.5

骨材混合比 ①：②=70.0：30.0

表 3-51 セメントミルクの力学的特性（試験体 MNWL）

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
76.4	19.5



(a) 壁脚部分の目荒らし



(b) 上部構造打設

図 3-33 MNWL 試験体の打設

3.7.3 PCWL試験体

コンクリートの打設は、1 回目に基礎構造（杭、基礎梁、直交梁、スラブ）、2 回目に上部構造の一部（連層耐震壁、載荷梁）を縦打ちし、3 回目は試験体を横に倒して壁を横打ちした。その後の 4 回目に、目地部分を横打ちでモルタルを充填した。上部構造と下部構造の接合部分（主に壁脚）がコールドジョイントになるのを防ぎ、一体打ちと同等の性能を発揮する事ができるように、各試験体とも、下部構造の打設後、壁及び柱の打設予定箇所にブラシによる目荒らしを行った。目地部分に関しては、PCW 試験体と同様に、デンカ プレタスコン Type-1 を充填した。

表 3-52 コンクリート配合の設計条件（試験体 PCWL）

	コンクリートの種類による記号	呼び強度 (MPa)	スランプ値 (cm)	粗骨材の最大寸法による記号	セメント種類による記号
1回目	普通	33	18	25	N
2回目	普通	33	18	15	N
3回目	普通	33	18	15	H

表 3-53 コンクリートの配合表及び当日のスランプ値（試験体 PCWL）

	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	当日のスランプ値(cm)
1回目	393	171	758	①574 ②383	3.54	43.5	44.8	16.7
2回目	409	178	722	955	3.68	43.5	43.4	16.9
3回目	477	186	①493 ②211	904	4.293	39	44.1	20.7

1 回目 骨材混合比 ①：②＝60.0：40.0

3 回目 骨材混合比 ①：②＝70.0：30.0



(a) 1 回目打設

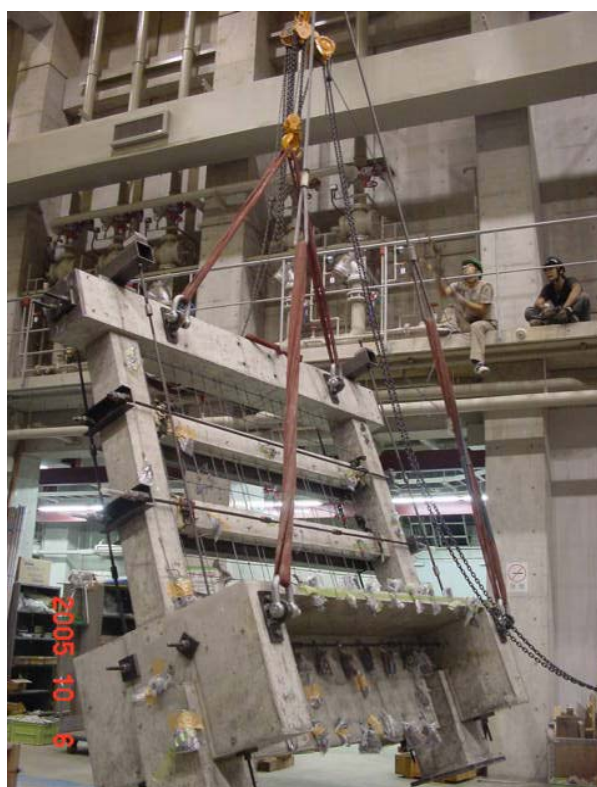


(b) 2 回目打設前

図 3-34 試験体PCWLの製作風景



(c) 2 回目打設後



(d) 試験体の横倒し



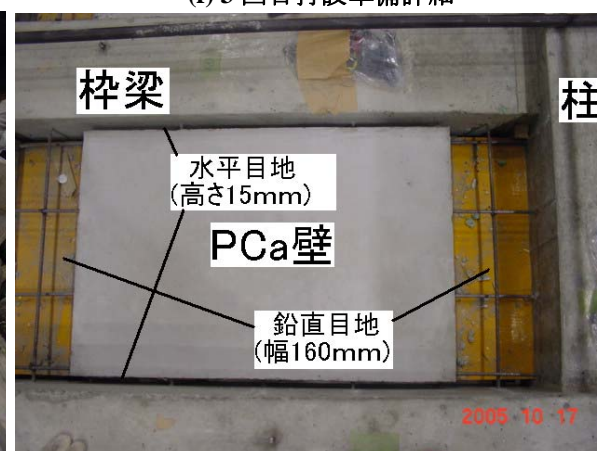
(e) 3 回目打設準備



(f) 3 回目打設準備詳細



(g) 3 回目打設終了

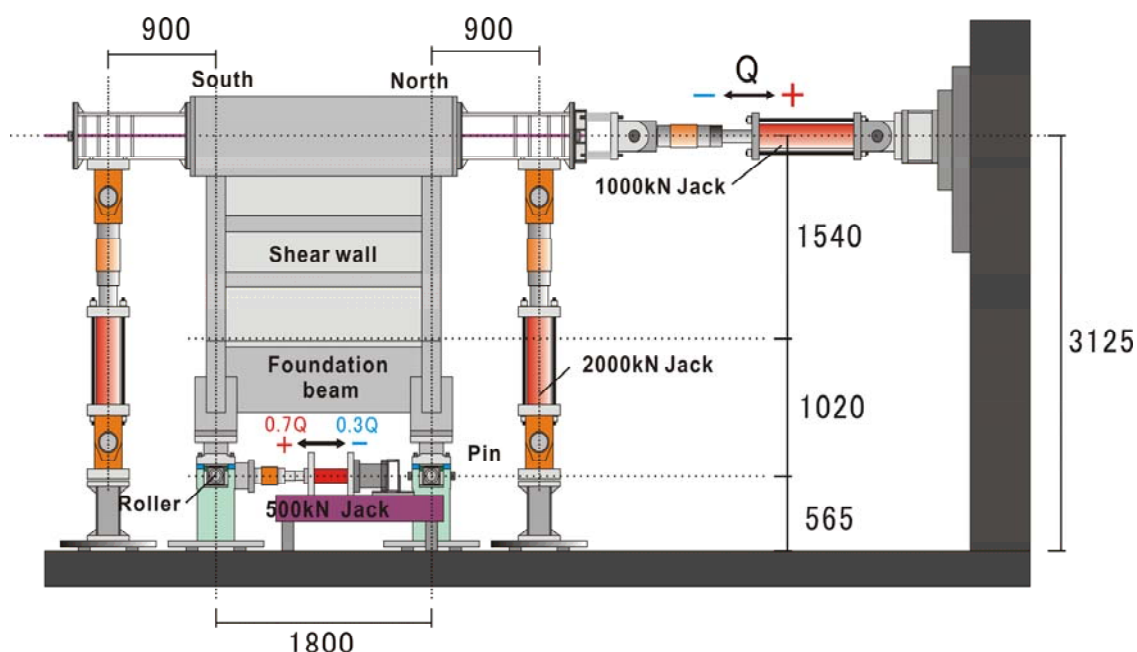


(h) 3 回目打設終了詳細

図 3-34 試験体 PCWL の製作風景

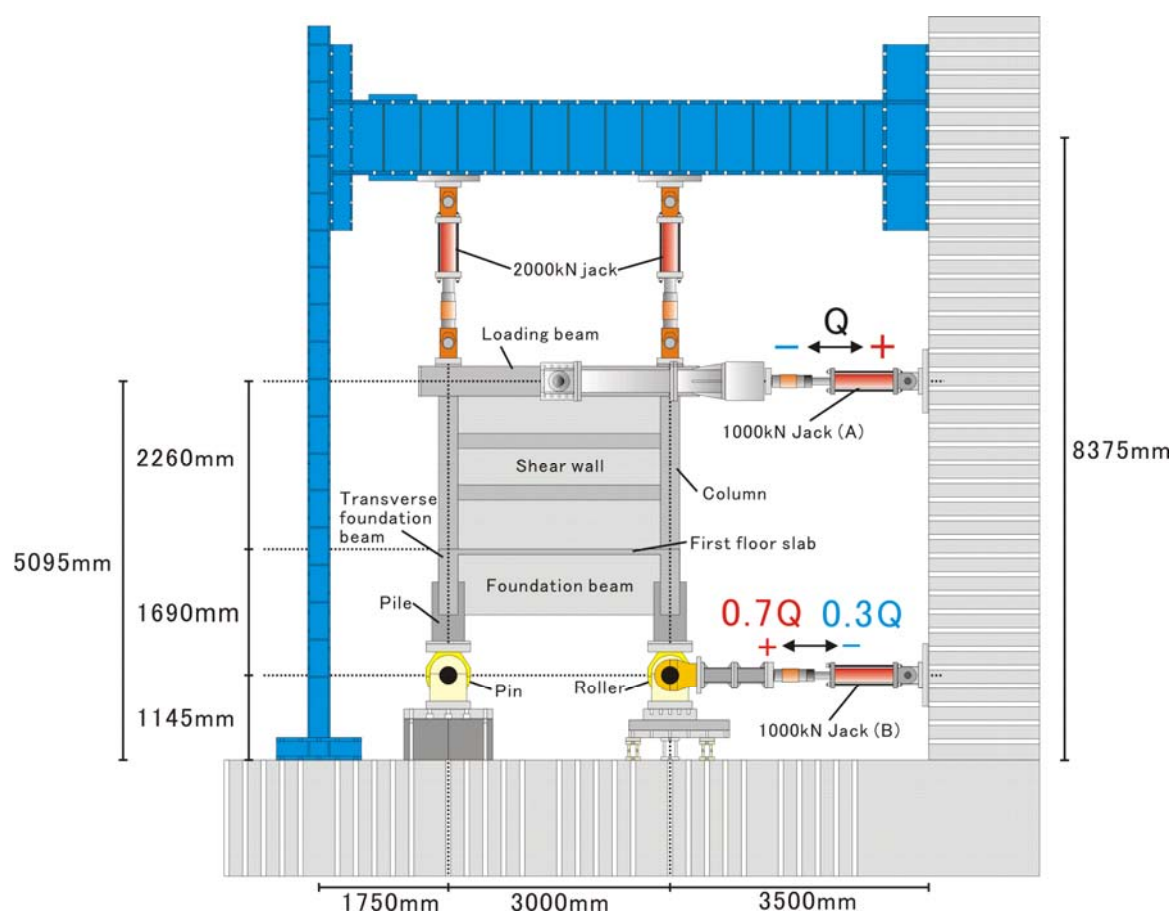
3.8. 載荷方法

図 3-35に載荷装置図を示す。いずれの試験体も載荷梁中心高さ位置において、油圧ジャッキを用いて耐震壁負担水平力を入力した。大型試験体に関しては、載荷梁を挟み込むようにアーム材を設置し、反力壁とアーム材の間に最大容量 1000kN の油圧ジャッキを 2 本取り付け水平力を与えた。水平力は、アーム材を介して載荷梁中心位置に入力される。また、小型試験体に関しては、水平力は、1 本の最大容量 1000kN の油圧ジャッキを用いて入力した。正負対称の載荷条件となるように、正側に載荷する場合は、載荷梁を貫通させたPC鋼棒を介して試験体に水平力を入力し、負側に載荷する場合には、直接試験体に水平力を入力した。試験体は杭位置で、一方をピン支持、他方をローラー支持とした。ローラー支持点では、杭が圧縮側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.7 倍を、引張側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.3 倍を外力として与えた。つまり、2 つの杭は、引張となる時には水平力の 30% を負担し、圧縮となるときには 70% を負担する事になる。また、表 3-15 で設定した長期荷重及び壁脚モーメントを再現する為に、大型試験体に関しては各柱の上側に、小型試験体に関しては試験体の両側に鉛直方向のジャッキを 2 本設置し、耐震壁入力水平力に応じて変動軸力を与えた。各試験体に与えた長期荷重と軸力比（柱のみで軸力を負担するものとする）を表 3-54 に示す。



(a) 小型試験体

図 3-35 載荷方法 (単位 : mm)



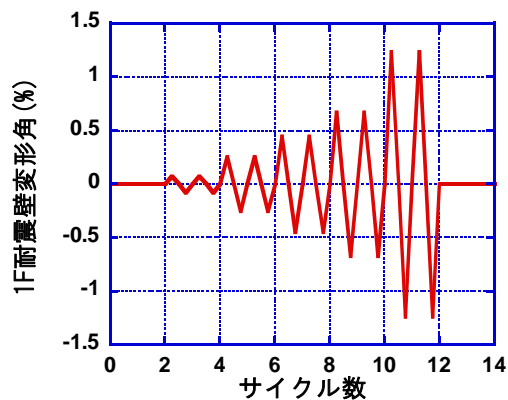
(b) 大型試験体

図 3-35 荷重方法 (単位 : mm)

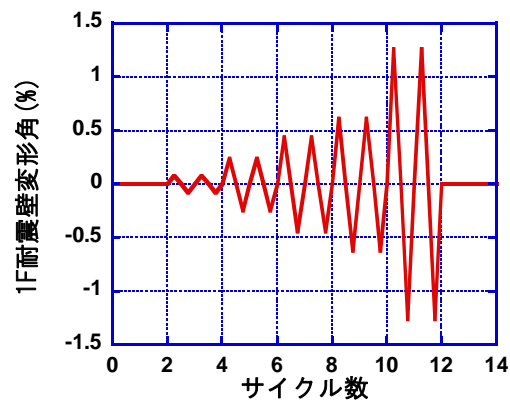
加力は、1 階耐震壁変形角を制御する変位制御型とし、静的正負交番繰返し漸増荷重を行った。また、変形が小さい領域においては、各サイクル 2 回ずつ、水平荷重による荷重制御型静的正負交番繰返し漸増荷重を行っている。サイクル数と 1F 耐震壁変形角の関係を 図 3-36 に示す。本実験における 1F 耐震壁変形角の算定方法は付録 1 に示すが、複数の変位計の計測値から算定を行う為、計算が非常に複雑になっている。実験時には、付録 1 に示す算定方法は用いておらず、別の方法で 1F 耐震壁変形角を算定していた。ゆえに、実験終了後、付録 1 に示す算定方法で 1F 耐震壁変形角を計算し直した為、本実験におけるサイクル点は半端な値が多くなっている。各試験体とも、最終的に押し切り荷重を行い、その破壊性状の確認を行っている。荷重経緯に関しては、4.1.7 で詳しく述べる。

表 3-54 各試験体の柱 1 本あたりの長期荷重と柱軸力比

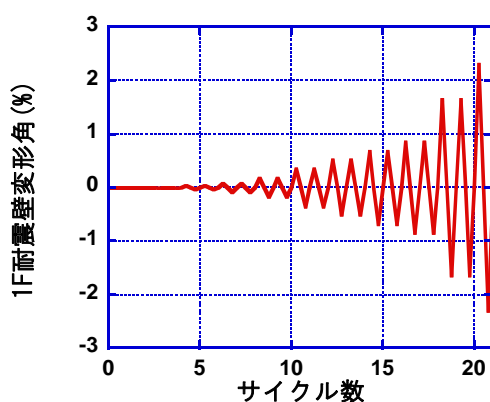
	柱 1 本あたりの 長期荷重 (kN)	軸力比 (%)
MNW, PCW	133.3	12.6
MNWL	353.0	8.66
PCWL	353.0	10.4



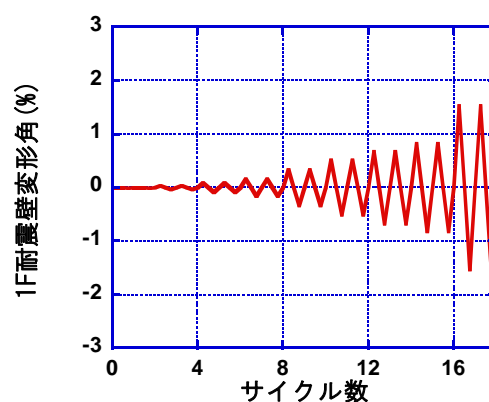
(a) MNW 試験体



(b) PCW 試験体



(c) MNWL 試験体



(d) PCWL 試験体

図 3-36 各試験体のサイクル数

MNW: 1～2 サイクルは、水平荷重 70kN で 2 回繰り返し载荷を行ったが、1F 耐震壁変形角は計測できていない。また、12～13 サイクルでは、変形角 1.7%程度で 2 回繰り返し载荷を行ったが、こちらに関しても、耐震壁の損傷が激しく、変位の測定は行えていない。

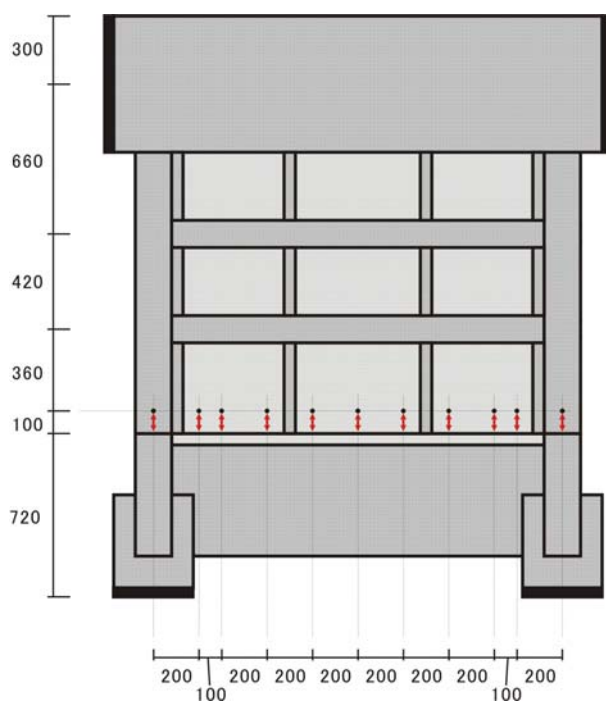
PCW: 1～2 サイクルは、水平荷重 60kN で 2 回繰り返し载荷を行ったが、1F 耐震壁変形角は計測できていない。また、12～13 サイクルでは、変形角 2.1%程度で 2 回繰り返し载荷を行ったが、こちらに関しても、耐震壁の損傷が激しく、変位の測定は行えていない。

MNWL: 1F 耐震壁変形角 2.3%で 1 サイクル载荷した後、正方向に押し切り载荷を行った。

PCWL: 1F 耐震壁変形角 1.5%の 2 サイクル目に、負方向まで载荷した後、負方向にそのまま押し切り载荷を行った。

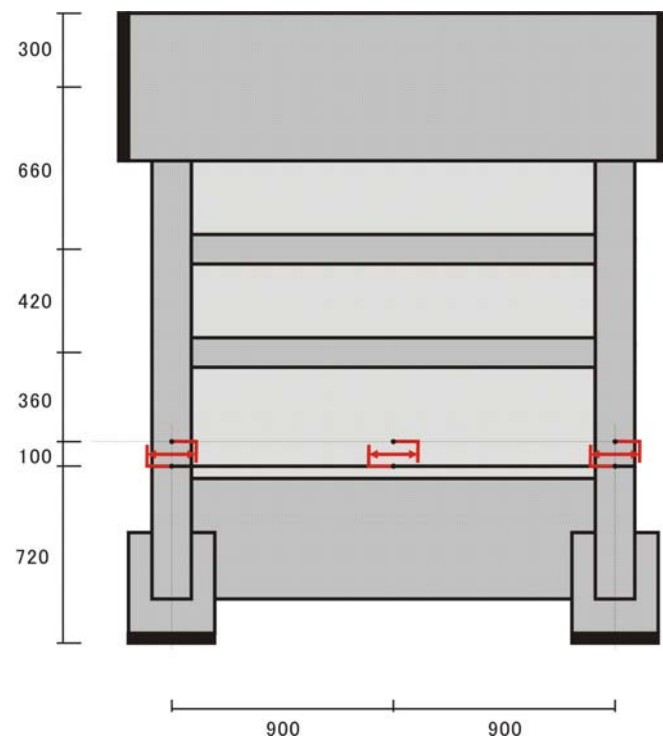
3.9. 計測方法

荷重の測定は、図 3-35に示す各ジャッキに取り付けたロードセルを用いて行った。また、試験体の変形計測は、試験体のある区間の伸びや縮みを測る方法と、外部から試験体の変形を測定する方法の2種類で行った。前者に関しては、試験体に事前に埋め込んだ長ナットを用いて、変位計を試験体に固定した。また、後者に関しては、試験体の横に計測用のフレームを立て、そのフレームに固定した変位計から試験体の変形を計測した。図 3-37から図 3-40に(a) 耐震壁脚部と基礎梁上端面との相対鉛直方向変位量、(b) 相対水平変位量、(c) 連層耐震壁の1階、2階及び基礎梁の変形量を測定する為に設置した変位計を示す。また、(d) 試験体の変形を外部計測フレームから計測する為に用いた変位計も合わせて示す。耐震壁変形角や層間変形角の計算方法に関しては付録1に示すが、上述した(a)から(c)の変位計による計測結果を用いる事で、各階耐震壁の純粋な変形（耐震壁変形角）が計算され、(d)の変位計による計測結果を用いる事で、基礎の回転や下層階の曲げ変形の影響が含まれる層間変形角を計算する事ができる。

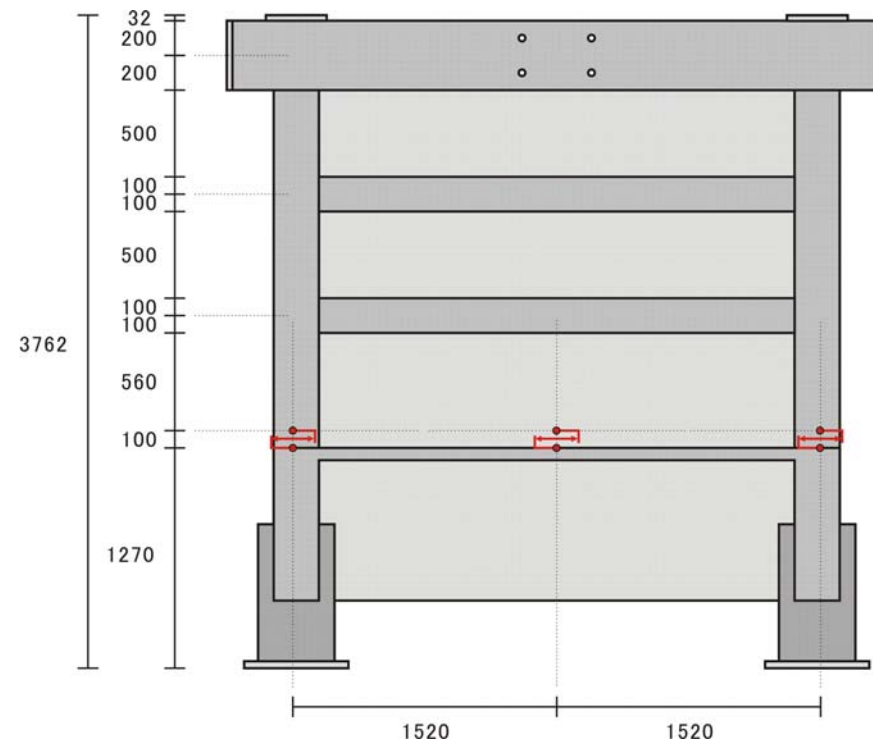


(a) 小型試験体

図 3-37 耐震壁脚部と基礎梁上端面との相対鉛直方向変位量



(a) 小型試験体



(b) 大型試験体

図 3-38 耐震壁脚部と基礎梁上端面との相対水平方向変位量

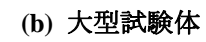
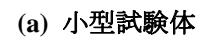


図 3-39 基礎梁、1F 耐震壁、2F 耐震壁の変形の測定

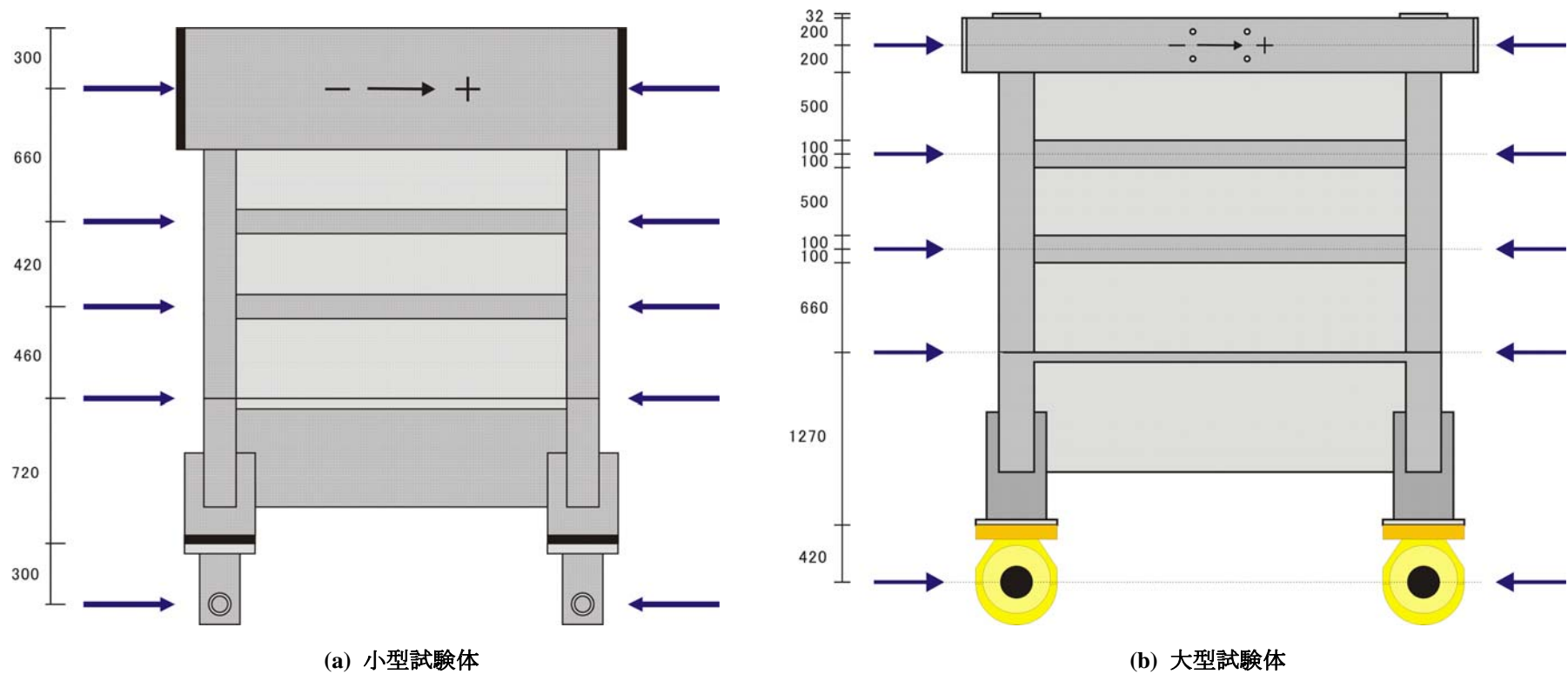


図 3-40 層間変形角測定用の外部計測フレームと変位計の設置位置

図 3-41及び図 3-42に、試験体に取り付けたひずみゲージの位置を示す。直径がD10以上の鉄筋には各箇所2枚ずつ、D6の鉄筋には、各箇所1枚ずつひずみゲージを貼付した。各ひずみゲージの詳細な添付位置は、4章の実験結果で示す。本実験では、基礎梁の応力状態を把握する為に特に基礎梁主筋に多くのひずみゲージを添付している。また、スラブ筋が引張鉄筋としての有効幅を確認する為に、スラブ軸方向筋に関しても、基礎梁主筋と平行にひずみゲージを添付している。

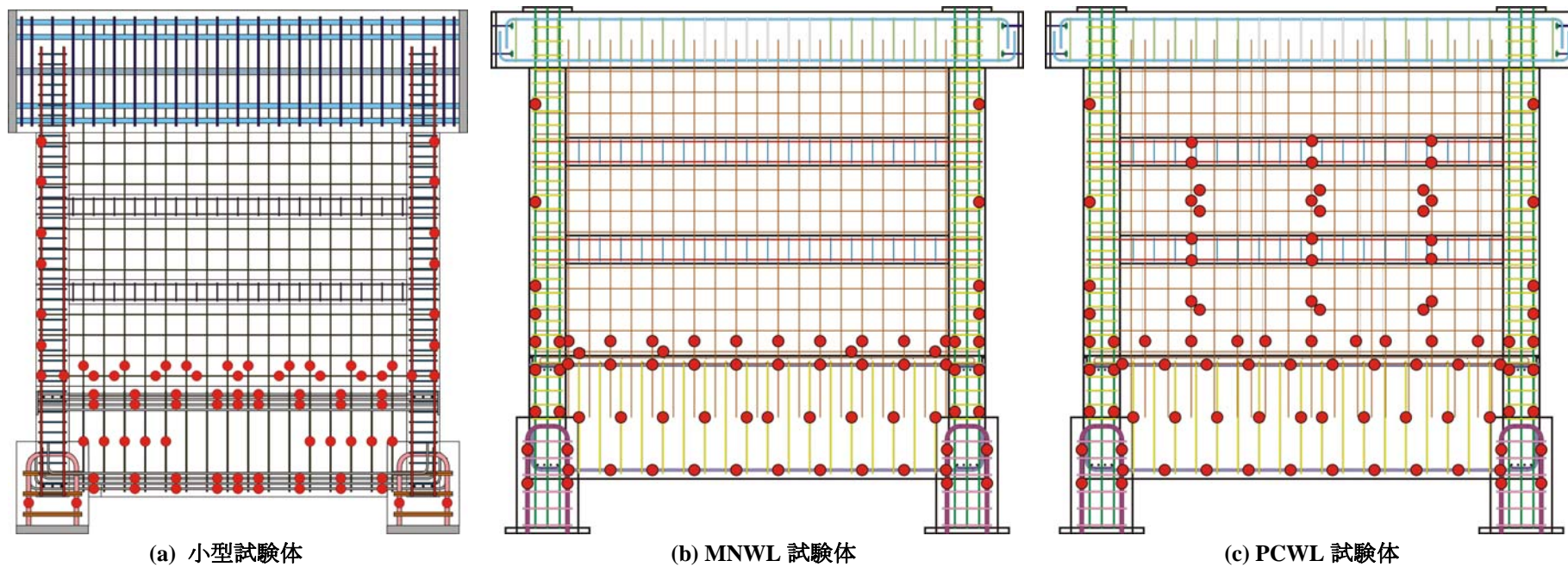


図 3-41 壁筋及び基礎梁補強筋における歪ゲージの位置

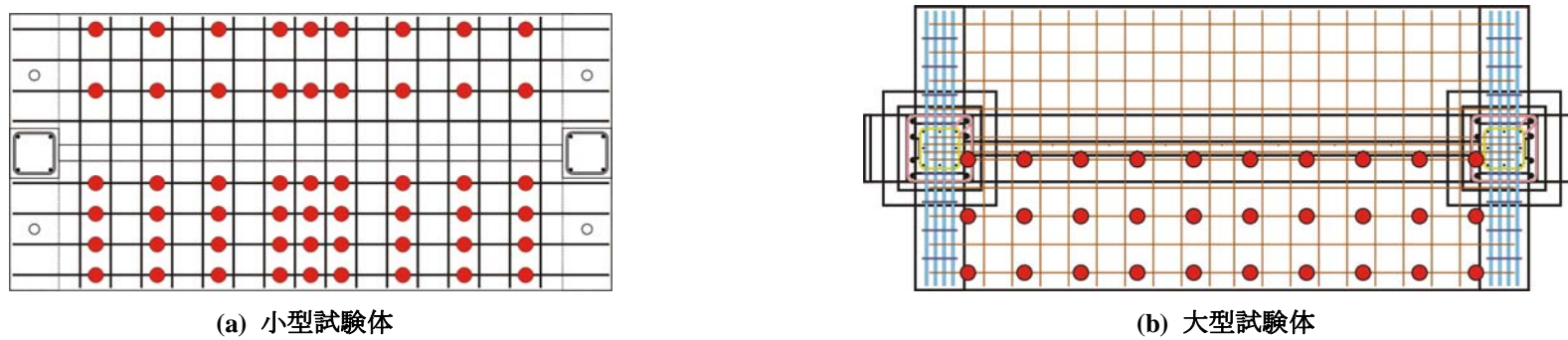


図 3-42 スラブ筋における歪ゲージの位置

3. 10. まとめ

本章では、連層耐震壁、基礎梁及び杭の水平力抵抗機構を解明する事を目的として製作した計 4 体のモデル試験体の想定建物の概要を示し、試験体の断面形状や配筋、載荷条件を定めた。以下に実験概要に関してまとめる。

- 1) 試験体は計 4 体で、小型試験体 (MNW, PCW) が 2 体、大型試験体 (MNWL, PCWL) が 2 体となっている。また、MNW 試験体及び MNWL 試験体は耐震壁を一体打ちとし、PCW 試験体と PCWL 試験体には PCa 部材を模擬した目地を設置した。この際、PCW 試験体に関しては、鉛直方向の目地のみを与えたが、PCWL 試験体に関しては、鉛直方向の目地だけでなく、水平方向の目地を与えた。各試験体の縮尺は、小型試験体が 15%、大型試験体が 25%となっている。
- 2) 本実験試験体の特徴は、耐震壁下に杭と基礎梁もモデル化している事であり、杭基礎を有する連層耐震壁構造の水平力伝達機構をより現実の建物に近い形で模擬する事ができる。その理由としては、基礎梁には杭頭からのモーメントが伝達され、耐震壁下基礎梁の応力状態を詳細に検討する事が出来る事、また、基礎梁の変形が耐震壁の挙動に与える影響を考慮できる点である。
- 3) 耐震壁脚部を曲げ降伏させると、基礎梁上端との間に離間が生じ、耐震壁から基礎構造に向けて形成される水平せん断力伝達経路に影響を及ぼすものと考えられる。そこで、本実験では、耐震壁脚部における離間挙動を再現する為に、耐震壁脚部の曲げ降伏が、耐震壁のせん断破壊に先行するような設計を行っている。耐震壁脚部離間後も水平せん断力抵抗機構が維持されるように、耐震壁側柱には、十分な変形性能と強度を与えた。ゆえに、本実験では、1F 耐震壁変形角にして 1.0%を越える変形が保証される十分な曲げ変形性能を持った曲げ降伏型の耐震壁を対象とする。また、杭に関しても、載荷中に杭頭で曲げ降伏が起らないように十分な曲げ強度を与えている。
- 4) PCa 部材の目地を模擬した PCW 試験体及び PCWL 試験体を製作した意図は、目地部分に滑りを生じさせる事によって、耐震壁内における水平力抵抗機構を、連層アーチ機構からそれぞれの PCa 壁部材を介した抵抗機構に変化させる事である。その結果、基礎梁の応力状態が推移し、基礎梁主筋の設計が有利になる可能性がある。但し、本実験試験体では、耐震壁を曲げ破壊型に設計しているため、せん断力の入力小さく、意図した破壊形式を再現するのは困難であると想定される。
- 5) 小型試験体に関しては、既往の基礎梁主筋の設計法に基づいて、耐震壁曲げ降伏後に基礎梁上端筋の曲げ降伏が起こるように主筋量を決めた。また、大型試験体に関しては、逆に耐震壁曲げ降伏前に基礎梁上端筋の曲げ降伏が起こるようにした。前者に関しては、基礎梁に作用するモーメントを把握する為に、実験中、基礎梁主筋が弾性域で挙動するように設計した。また、後者は、より現実的な基礎梁主筋の配筋量としたものである。但し、いずれの試験体に関しても、基礎梁下端筋に関しては、十分な主筋量を配し、曲げ降伏が起らないように設計した。

<3 章 参考文献>

- [3-1] 李日星：RC 造連層耐震壁と杭基礎の地震時相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明，2003.2
- [3-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001.9
- [3-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－1999，2000.4

- [3-4] 井上一朗：建築鋼構造の理論と設計，2003.8
- [3-5] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2002.4
- [3-6] 日本建築学会 関東支部：基礎構造の設計 学びやすい構造設計，2004.3
- [3-7] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1996.6
- [3-8] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 1～6），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.395-406，2001.9
- [3-9] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 7～11），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.573-582，2002.8
- [3-10] 松村晃次，森田寛，原孝文，小室努，辰濃達，征矢克彦：主筋を基礎に定着させない場所打ちコンクリート杭の構造性能（その 1 静的解析による評価），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.191-192，2002.8
- [3-11] 小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章：水平力を受ける場所打ち杭－基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 509 号，pp.83-90，1998.7
- [3-12] 小林勝巳，丸隆宏，寺岡勝，和田章：側柱下の場所打ち杭－基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 520 号，pp.61-68，1999.6
- [3-13] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- [3-14] 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，2002
- [3-15] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説，1988
- [3-16] 社会法人プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成 第三編 WR-PC の設計，2003
- [3-17] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05) , pp. 171 -173, 2005
- [3-18] 真田靖士，村瀬正樹，壁谷澤寿海：RC 造耐震壁の局所せん断力・軸力の計測実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.27 No.2, pp.451-456，2005.6

第4章 実験考察

本章では、小型試験体(MNW, PCW)2 体と、大型試験体(MNWL, PCWL)2 体の、計 4 体の試験体の静的載荷実験の結果を示す。また、特に基礎梁に関しては、損傷の程度を示す主筋のひずみ分布に関する詳細な検討を 4.5 及び 4.6 で行う。

4.1. 耐震壁の荷重－変形関係

本実験試験体はそれぞれ 3 層の連層耐震壁を有しているが、耐震壁脚部の離間挙動に着目した考察を行う為、耐震壁の変形としては、主に 1F のみを取り扱う。また、本実験試験体は、耐震壁下に杭及び基礎梁が付加されており、1F 耐震壁の変形角を評価する方法としては、以下の方法が考えられる。

(1) 実構造物における層間変形角の測定手法（1F 層間変形角）

：地表面高さ（スラブ上面）と 2F 梁中心高さにおける水平変位差から算定する。その為、基礎の回転による変形や杭反曲点の支持治具の変形、緩み等の影響が層間変形角にも含まれる。

(2) 耐震壁の復元力特性を求める為の測定手法（1F 耐震壁変形角）

：1F 耐震壁の 4 隅の水平方向及び鉛直方向の変位を測定する。基礎回転の影響は含まれず、変形成分を曲げ及びせん断変形成分に分割して考察する事が出来る。

本研究では、基礎の回転や載荷治具の緩み等の影響を取り除き、耐震壁の変形メカニズムに着目して考察を行う為、(2)の手法を用いて、実験結果の評価を行う。

4.1.1 耐震壁変形角の計測方法

本実験では、試験体に設置した変位計の値から算定される伸び量や縮み量、滑り量等の相対変位から、試験体の変形量を計算する。測定領域に関しては、耐震壁を、鉛直方向に関しては、三つの領域に分割している。また、水平方向に関しては、領域 1 に関しては分割せず、領域 2 及び領域 3 に関しては、小型試験体で 2 分割、大型試験体で 4 分割して測定を行っている。それぞれの領域では、2 方向の回転角及びせん断歪を計測している。耐震壁変形角は、それぞれの領域における回転角及びせん断歪を用いて算定した。変形を計測した領域は以下の通りである。各領域の回転角及びせん断歪の計測方法に関しては、付録 1 に示す。また、水平荷重については、鉛直ジャッキの P-△による水平力の入力を見逃すことがない為、その補正を行った。補正方法に関しては、付録 2 に示す。

表 4-1 本実験における曲率及びせん断歪の測定範囲

	測定位置	耐震壁高さ方向の測定範囲		水平方向分割数	
		小型試験体	大型試験体	小型試験体	大型試験体
測定領域1	1F耐震壁脚部	0mm～100mm	0mm～100mm	1	1
測定領域2	1F耐震壁上部	100mm～460mm	100mm～760mm	2	4
測定領域3	2F耐震壁	460mm～880mm	760mm～1460mm	2	4

4.1.2 水平荷重－1F耐震壁変形角関係

各試験体の水平荷重－1F耐震壁変形角関係を図 4-1に示す。

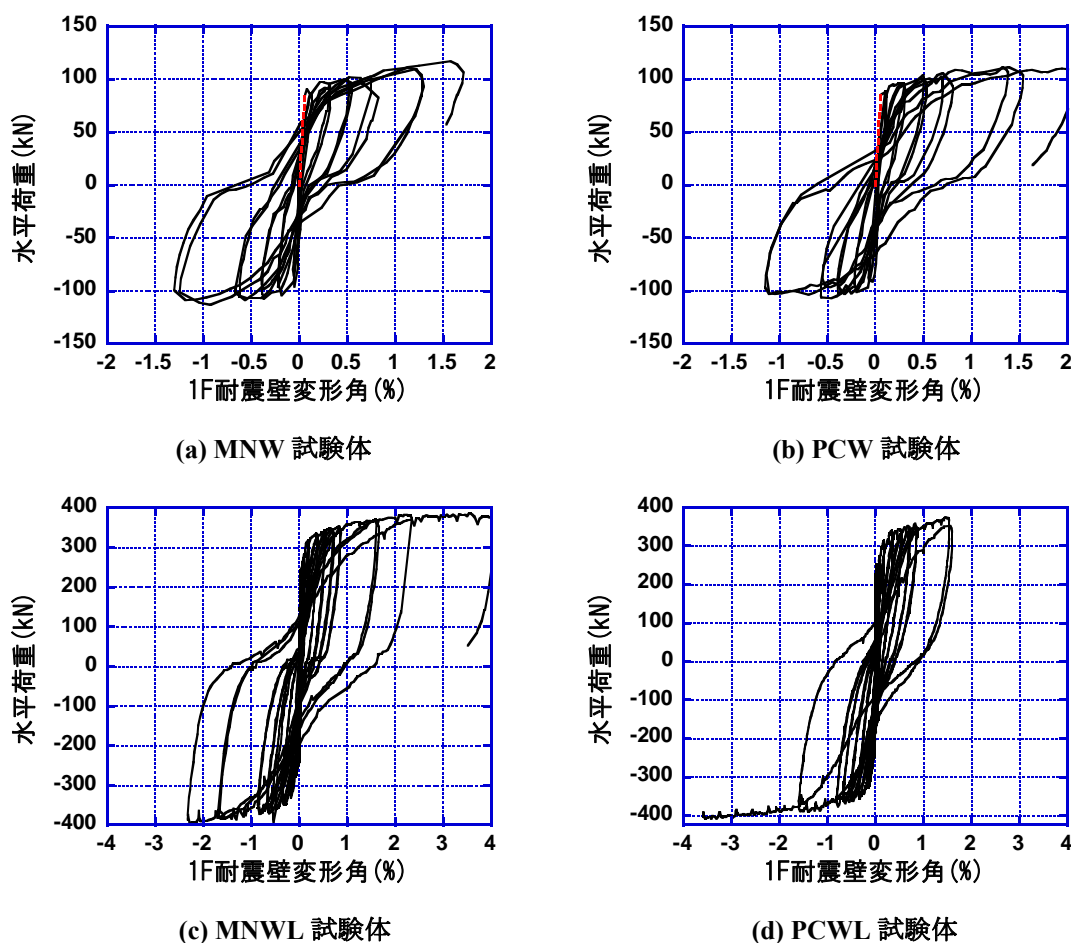


図 4-1 水平荷重－1F 層間変形角関係

小型試験体に関しては、実験開始時から耐震壁にひび割れが発生するまでの間、水平荷重－せん断変形角関係が不自然な履歴を描いた。これは、せん断変形角を算定する為に、複数の変位計を用いて複雑な計算を行った事が原因であると考えられる。(せん断変形角の計算方法に関しては、付録 1 に示す。) ゆえに、この履歴が不自然な区間に関しては、正常な計測が開始したと考えられる点 (以後、測定開始点) と原点との間で、線形補間して点線で履歴を示す。(正方向のみ)

また、耐震壁大変形時に関しても、耐震壁の損傷が大きく、終局時近傍において、いくつかの変位計が正常に稼動していなかった事が実験終了後に分かった。曲げ変形角に関しては、実験終了時まで安定して計測する事が出来たが、せん断変形に関しては、最後の 1～2 サイクル分が計測できなかった。本実験では、層間変形角は、曲げ変形角とせん断変形角を足し合わせる事によって求める為、この区間に関しては、1F耐震壁変形角を算定する事ができない。ゆえに、小型試験体に関しては、最後の 1～2 サイクルを除き、1F耐震壁変形角 1.5% 程度までの载荷履歴を示す。ところで、参考ではあるが、図 4-4に示すように、耐震壁の変形が大きくなるにつれ、曲げ変形角とせん断変形角の 1F耐震壁変形角に占める割合は概ね一定になる。そこで、以下の表に示すように、両者が線形関係にあるものと仮定して、本実験における小型試験体の 1F耐震壁変形角の最大値を類推した。その結果、1F耐震壁変形角の最大値は、それぞれ、MNW試験体で 2.3%、PCW試験体で 3.1%程度であると推測される。なお、大型試験体に関しては、このような計測不良は起こらなかった。

表 4-2 1F 耐震壁変形角の最大値の類推

	MNW		PCW	
	1F層間 変形角(%)	1F曲げ 変形角(%)	1F層間 変形角(%)	1F曲げ 変形角(%)
せん断変形計測時 における最大変形点	1.71	0.663	2.071	0.667
最大変形点	2.26	0.875	3.10	0.998

類推値

各試験体とも、実験初期の損傷は類似しており、まず、側柱に曲げひび割れが発生し、その後、耐震壁内を曲げせん断ひび割れが進展していく様子が見られた。また、これらのひび割れとは独立して、基礎梁にも曲げひび割れやせん断ひび割れが発生した。耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れは、耐震壁脚部に達した後、床スラブを貫通して、基礎梁まで進展した。耐震壁では、曲げせん断ひび割れ発生後、引張柱主筋が降伏し、それ以後は、大きな耐力低下も無く、各試験体とも安定した履歴曲線が得られた。最大耐力に関しては、PCa 目地の有無に関わらず、ほぼ同じ最大耐力が得られた。

次に、試験体の破壊形式に関して述べる。小型試験体は 1F 耐震壁変形角が 1.5%を超えると、引張側柱主筋の座屈及び破断が原因と思われる水平耐力の低下が始まった。またその後、1F 耐震壁変形角にして 2%～3%程度（推測値）まで载荷したが、水平荷重の除荷時に、引張側柱に圧縮軸力が作用し始めると、引張側柱主筋の破断に伴って、拘束効果が低下したコアコンクリートの圧壊が急激に進行した。その結果、耐震壁が長期軸力を支持できない状態となった為、実験を終了している。一方、基礎梁の損傷は軽微であり、カバーコンクリートの剥落等、大きな損傷は観測されなかった。大型試験体に関しては、最終的にそれぞれ 1F 耐震壁変形角として、4%前後まで押し切り载荷を行ったが、実験終了時においても、耐震壁柱の損傷は小型試験体と比べると軽微で、カバーコンクリートの剥落もほとんど観測されなかった。また、各試験体とも耐力低下も見られず、安定した履歴を示した。このように大型試験体と小型試験体では、異なる耐震壁の終局時破壊性状が得られており、終局時破壊性状の違いに関しては、4.3 で詳しく検討する。

4.1.3 水平荷重－1F耐震壁の曲げ変形角及びせん断変形関係

図 4-2に各試験体の水平荷重－1F曲げ変形角関係を、また、図 4-3に水平荷重－1F耐震壁せん断変形角関係を示す。また、水平剛性を比較する為に、正方向载荷時のみであるが、各荷重－変形関係の包絡線を示す。曲げ変形角関係に関しては、図 4-2(c)及び(d)を見ると、PCWL試験体の方がMNWL試験体よりもやや負担水平荷重が大きいものの、ほぼ同じ形状の包絡線を描いている事が分かる。また、図 4-2(a)及び(b)からは、両者の除荷時の曲線の形状もほぼ一致している事が分かる。ゆえに、PCa目地の有無が水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係に与える影響はほとんど無い。但し、図 4-2(b)から明らかなように、負方向に 1F耐震壁変形角にして 2.0%程度しか载荷しなかったMNWL試験体の最大曲げ変形角と、最終的に負方向に 1F耐震壁変形角で 4.0%程度まで押し切り载荷を行ったPCWL試験体の最大曲げ変形角の大きさがほぼ等しく(-0.5%)となっており、PCWL試験体は目地を配した事によって、曲げによる変形が小さくなっている事が分かる。一方、小型試験体に関しては、目地によって、PCW試験体の曲げ変形成分が小さくなる挙動はみられない。PCW試験体とPCWL試験体では、与えた载荷条件が異なる為、一概には言えないが、鉛直目地のみを設けたPCW試験体とは違い、PCWL試験体には、鉛直目地だけでなく、水平目地も設けている。ゆえに、縦横の目地に沿って、耐震壁の曲げせん断ひび割れが進展していく為、一体打ち耐震壁や鉛直目地のみを設けた耐震壁と比較し、せん断剛性が低下しやすく、その結果、せん断による変形が増大し、曲げによる変形が小さくなっているものと思われる。

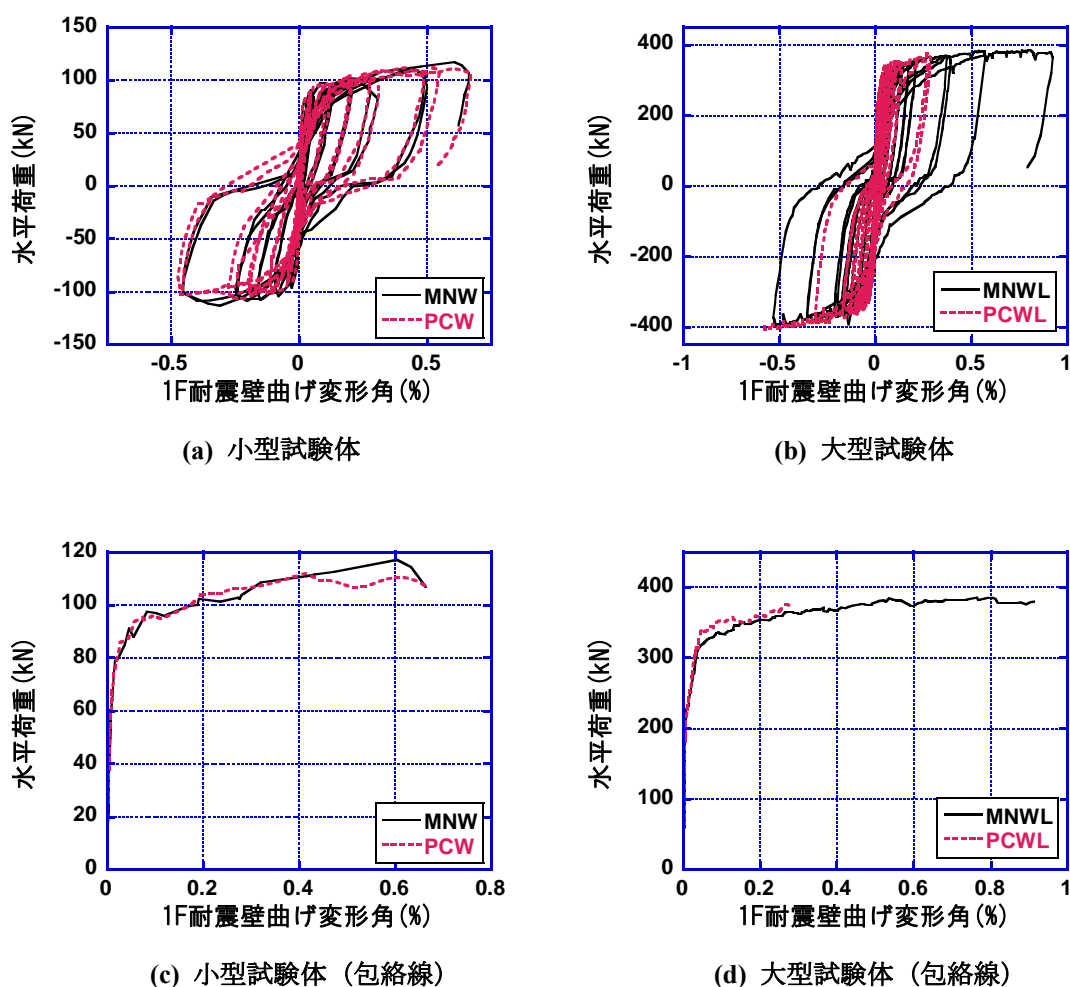


図 4-2 水平荷重－1F 曲げ変形角関係

図 4-3に各試験体の水平荷重－1F耐震壁せん断変形角関係を示す。PCWL試験体に関しては、PCa目地によって耐震壁曲げせん断ひび割れの進展が促進される為、せん断剛性が低下し、せん断による耐震壁の変形が増大する。その結果、曲げによる変形が減少すると考えたが、MNWL試験体及びPCWL試験体の包絡線を見ると、図 4-3(d)から明らかなように、両者のせん断剛性にはほとんど差は見られなかった。また、除荷時や再載荷時の履歴もほぼ一致しており、荷重変形関係からは、両試験体の明確な性能差を明らかにすることはできなかった。

小型試験体に関しては、曲げ変形角関係と同様に、両者はほぼ等しい履歴を描いている事が分かる。また、実験初期に関しては、4.1.2 で述べたように小型試験体のせん断変形成分が計測できておらず、せん断の初期剛性の比較は行っていない。

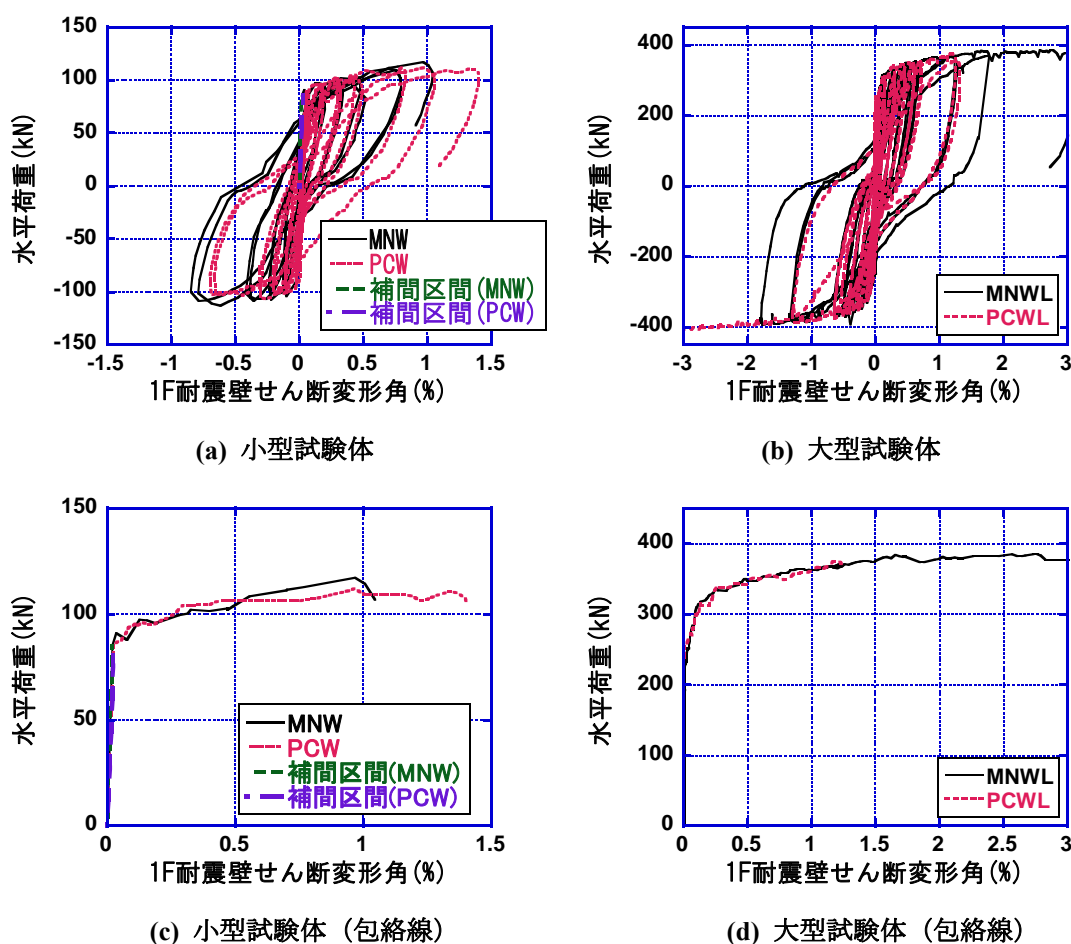


図 4-3 水平荷重－1F せん断変形角関係

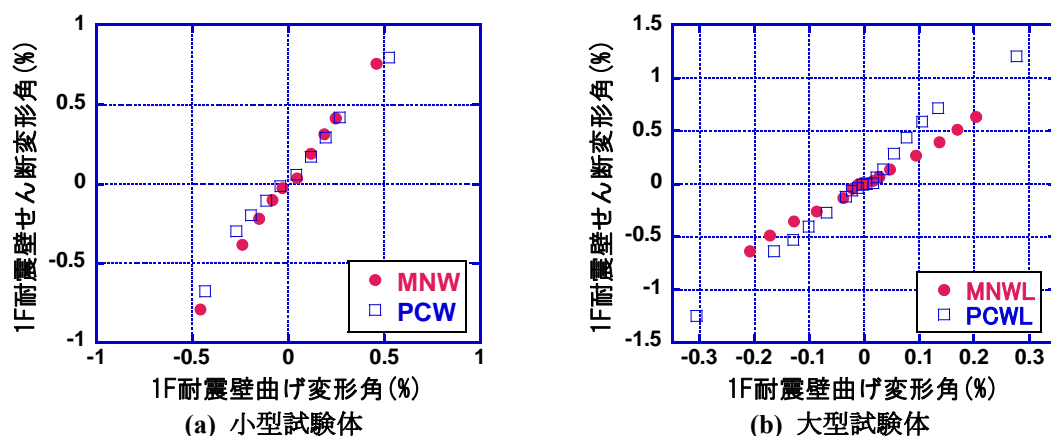
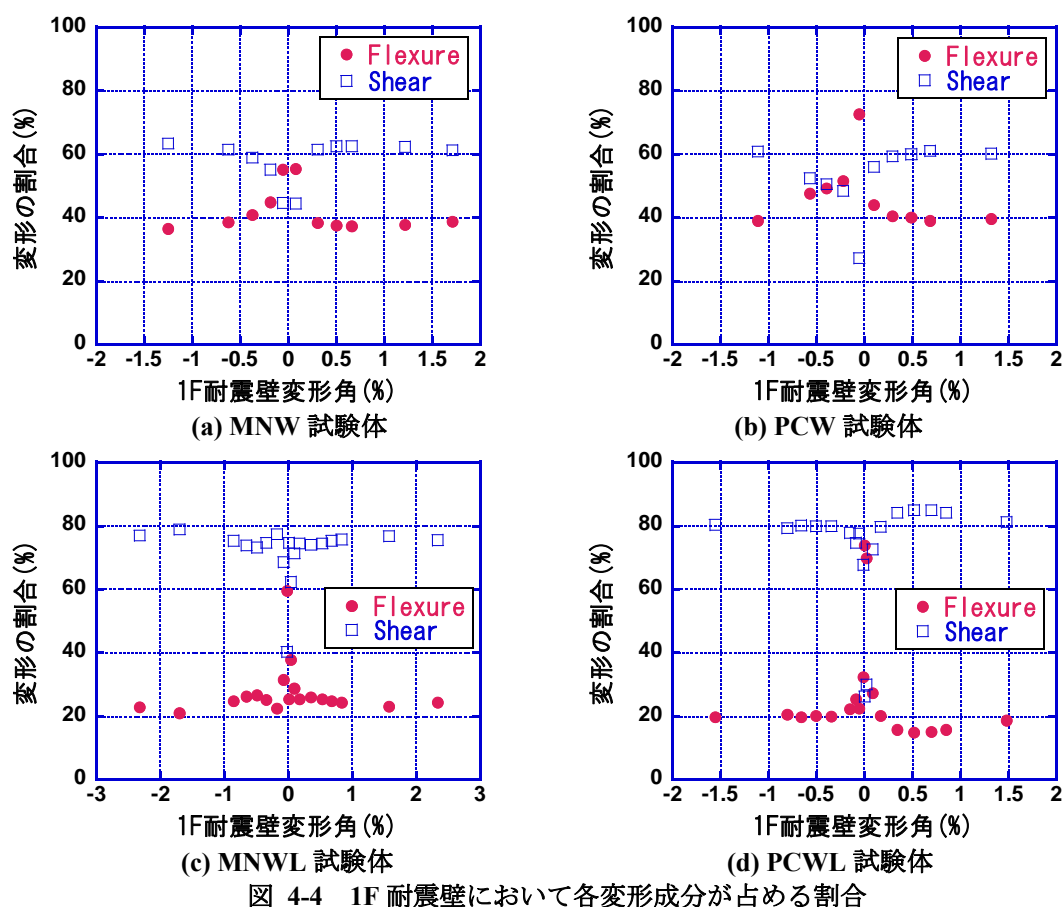
4.1.4 1F耐震壁変形角における曲げ変形角とせん断変形角の割合

4.1.3 で検討した荷重－変形関係からは、PCa目地による影響を明らかにすることはできなかった。そこで、図 4-4に各サイクルにおける 1F耐震壁の曲げ変形角とせん断変形角の割合を示す。20F建物を想定建物としている為、14F建物を想定建物としている大型試験体よりも、せん断よりも曲げに関する条件が厳しい小型試験体の方が、曲げ変形成分の占める割合が大きくなっている。また、図 4-5に 1F耐震壁の曲げ変形角とせん断変形角の直接的な関係についても示すが、小型試験体に関しては、PCa目地の有無は、曲げ変形とせん断変形の関係にほとんど影響を与えていない事が分かる。一方、大型試験

体に関しては、先程 4.1.3 で述べたように、MNWL試験体の方がPCWL試験体よりも明らかに、曲げ変形成分の割合が大きくなっている事が分かる。なお、正方向载荷時に比べると、負方向载荷時では、両試験体の各変形成分の割合の差はやや小さくなっている。

表 4-3 PCW 試験体と PCWL 試験体の違い

試験体名	目地の有無		壁脚における 载荷条件	実大建物における水平 地震力の合力作用高さ (m)
	水平目地	鉛直目地		
PCW	無し	有り	$M(kNm)=5.57Q(kN)$	37.1
PCWL	有り	有り	$M(kNm)=6.82Q(kN)$	27.3



4.1.5 1F壁脚と1F耐震壁上部における曲率とせん断ひずみ

4.1.4 では、大型試験体に関しては、PCa目地の影響で1F耐震壁のせん断変形の割合が増加する事が分かった。そこで、より詳細に、1F壁脚（測定領域1）と1F耐震壁上部（測定領域2）の変形成分を比較する事で、PCa目地が耐震壁の変形メカニズムに与える影響を明らかにする。まず、各サイクルにおいて計測された曲率-1F曲げ変形角関係を図4-6に示す。但し曲率は、柱中心間距離 L を掛けて無次元化している。いずれの試験体に関しても、作用するモーメントが大きい耐震壁脚部の曲率が、耐震壁上部の曲率を大きく上回っているが、耐震壁脚部では、柱主筋や壁縦補強筋の基礎から抜け出しも影響していると思われる。また、いずれの試験体に関しても、PCa目地の影響は見られなかった。

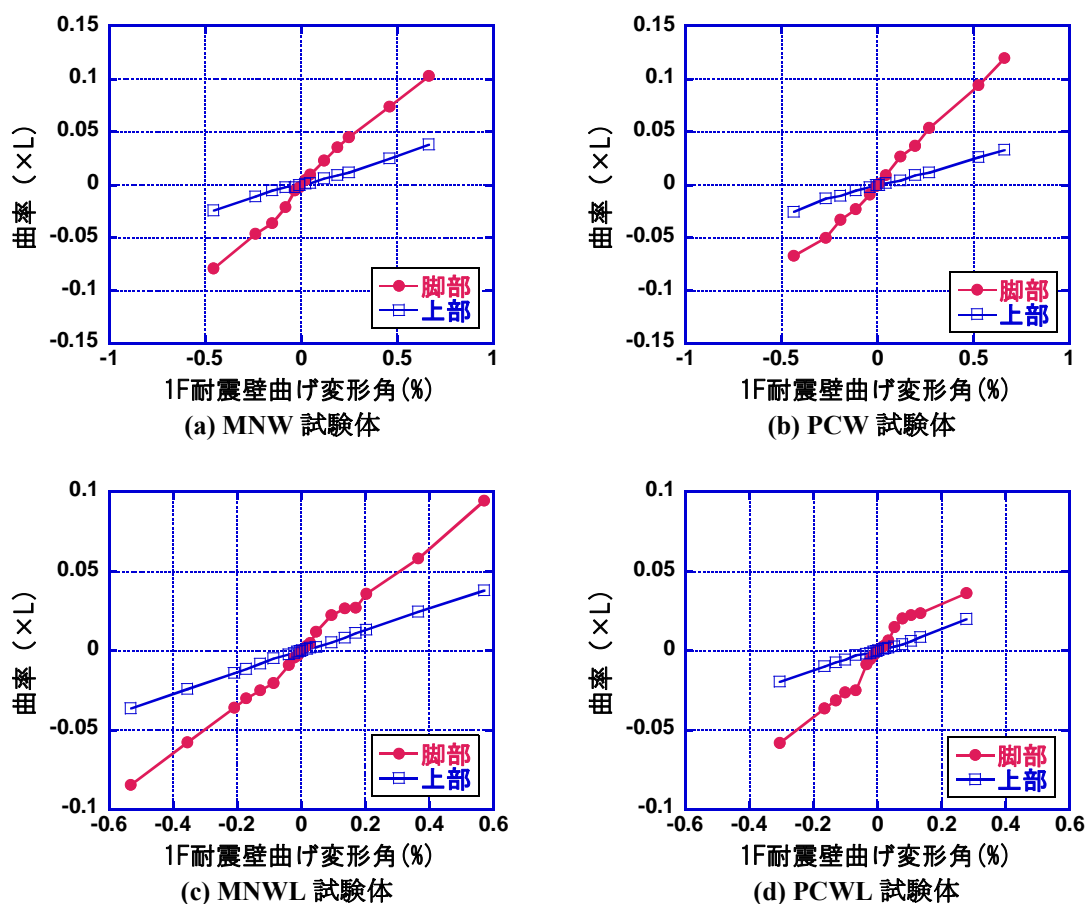


図 4-6 各領域における曲率-1F 耐震壁曲げ変形角の関係

次に、各サイクルにおいて計測されたせん断ひずみ-1Fせん断変形角関係を図4-7に示す。通常、耐震壁の曲げ降伏が起ると、耐震壁脚部に曲げひび割れや曲げせん断ひび割れが集中する。また、せん断滑りや、不連続断面近傍の応力集中によって、脚部におけるせん断変形が増大すると考えられる。小型試験体及びMNWL試験体に関しては、耐震壁上部のせん断ひずみと比較し、耐震壁脚部のせん断ひずみが大きくなっている事が分かるが、PCWL試験体に関しては、他の試験体とは傾向が異なり、耐震壁脚部と耐震壁上部のせん断ひずみの差が小さくなっている。この原因としては、PCWL試験体では、PCa目地によって1F耐震壁全体にひび割れが分布し、耐震壁脚部だけでなく、上部でもせん断剛性の低下が起こっている事が考えられる。

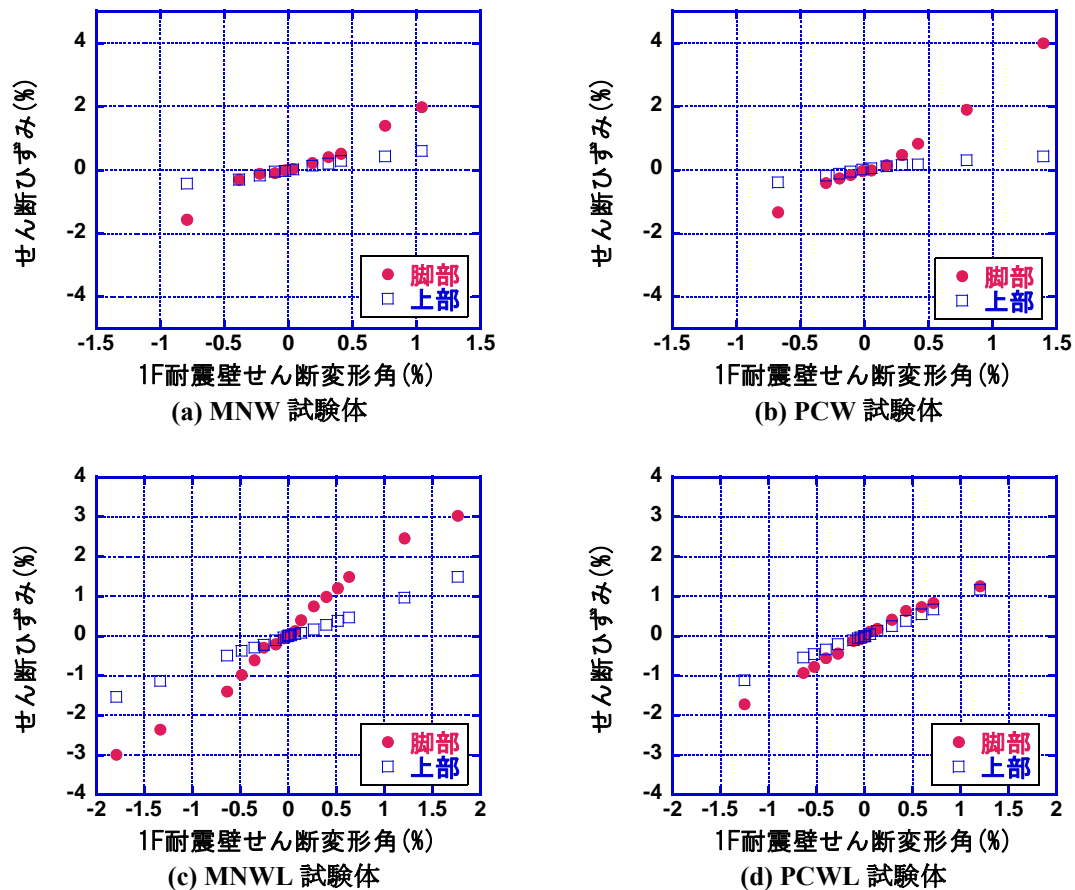
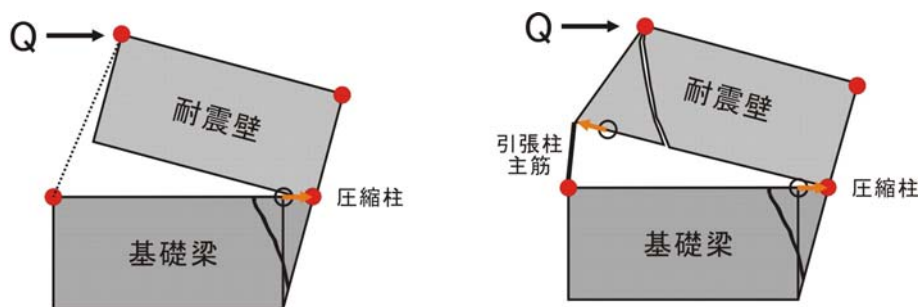


図 4-7 各領域におけるせん断ひずみ－1F 耐震壁せん断変形角の関係

4.1.6 1F脚部におけるせん断変形成分と基礎梁上端の伸び量との関係

4.1.5 では、小型試験体及び MNWL 試験体に関しては、1F 耐震壁脚部にせん断ひずみが集中し、PCa 目地によってひび割れが耐震壁全体に進展する PCWL 試験体では、1F 耐震壁全体にせん断ひずみが分散する傾向が見られた。ところで、本実験の特徴として、耐震壁を支持する基礎梁の変形を許容している事が挙げられる。載荷実験では、基礎梁に多数の曲げひび割れやせん断ひび割れが発生し、基礎梁上端筋に伸びが生じる事が確認されている。(4.3 及び 4.4.5 参照)

圧縮柱側で耐震壁と基礎梁が剛に接続している状態で、基礎梁上端が伸びた時の状況を考える。この時、耐震壁と基礎梁が圧縮柱位置以外で接続されていないものと考え、図 4-8(a)に示すように、耐震壁には変形は生じていないにも関わらず、耐震壁には計測上、見かけのせん断変形が生じる。しかしながら、実際には、耐震壁は引張柱位置において、柱主筋によって基礎梁と接続される為、図 4-8(b)に示すように、基礎梁の伸びによって、耐震壁にはせん断変形が生じる事となる。そこで、基礎梁上端の伸びが 1F耐震壁のせん断変形成分に与える影響を明らかにする為に、基礎梁上端部に設置した変位計から基礎梁上端縁の伸び量を測定し、耐震壁脚部のせん断変形量との比較を行った。



(a) 基礎の伸びで耐震壁が変形しない場合 (b) 基礎の伸びによって耐震壁が変形する場合

図 4-8 基礎梁上端伸びが耐震壁のせん断変形に与える影響

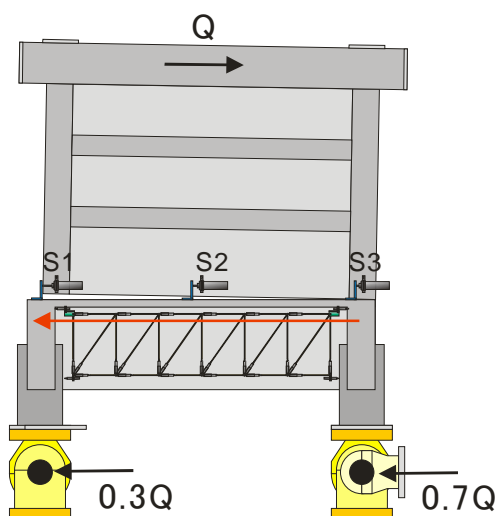


図 4-9 基礎梁上端の伸びと壁脚のせん断変形の測定(MNWL 試験体)

本実験では、図 4-9に示すように、耐震壁脚部のせん断変形を測定する為の変位計を 3 つ設置している。ここでは、大型試験体の配置状況のみを示すが、小型試験体に関しても同様である。これらの変位計を用いる事で、壁（柱）脚と基礎梁（床スラブ）上面との相対変位が計測できるが、耐震壁脚部のせん断ひずみは、これら 3 つの変位計のうち、2 つの変位計の測定値を用いて、以下のように算定できる。

$$\gamma = \frac{S1_{(mm)} + S3_{(mm)}}{2} \times \frac{1}{100_{(mm)}}$$

(4-1)

これら 3 つの変位計による測定値から、基礎梁上端の伸び量が、耐震壁のせん断挙動に与える影響を考えるが、S3 に関しては、圧縮柱脚部に設置されている為、ほとんど水平変形は生じない。ゆえに、まず耐震壁脚部中心に設置した変位計 S2 の挙動に注目し、壁脚における相対水平変形量と、圧縮柱位置から基礎梁中心までの基礎梁上端の伸び量を比較する事とした。その結果を図 4-11に示す。なお、基礎梁上端における伸び量は、図 4-10に示した変位計による測定値を用いて、以下の式で与える事ができる。なお、基礎梁の伸び量は、小型試験体の場合は、床スラブ上端縁から 120mm 下、また、大型

試験体については、床スラブ上端縁から 140mm 下で測定している。ゆえに、基礎梁上端における伸びが基礎梁に作用する曲げモーメントによって生じると考えると、実際に耐震壁に隣接する床スラブ上端縁における伸び量は、変位計による測定値よりもさらに大きくなると考えられる。

＜正方向＞

$$E_{center} = FHU5 + FHU6 + FHU7 + FHU8$$

(4-2)

＜負方向＞

$$E_{center} = FHU1 + FHU2 + FHU3 + FHU4$$

(4-3)

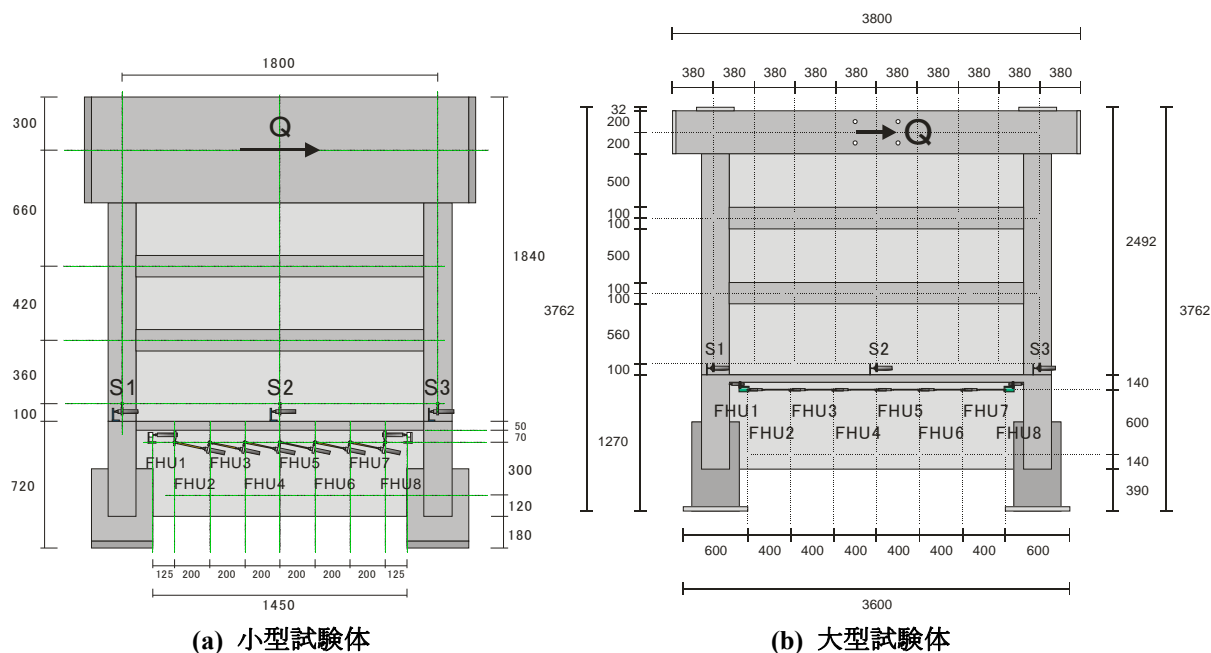


図 4-10 基礎梁と耐震壁脚部の変位計設置位置 (単位: mm)

図 4-11(c)及び(d)に大型試験体の検討結果を示す。壁脚における相対水平変形量と基礎梁上端の伸び量がほぼ一致している事が分かる。つまり、壁脚中心位置においては、図 4-8(a)に示すような状況が起こっているものと考えられる。(ここでは、引張柱位置にS2の測定点があるものとして考える) 壁脚に離間が生じると、変位計S2を設置した壁脚中心位置において、耐震壁と基礎梁の間を繋ぐのは、径が細い壁縦方向せん断補強筋(小型試験体: $\phi 4$, 大型試験体: D6)だけである。ゆえに、これらの補強筋には、基礎梁の伸びによる引張力を耐震壁に伝えるだけの剛性や強度は無く、また、圧縮柱近傍では、ひび割れの発生は少なく、耐震壁にはせん断変形がほとんど生じないものと考え、基礎梁の伸びと同じ分だけ、壁脚の相対水平変形量が生じる事になる。一方、小型試験体に関しては、基礎梁上端の伸び量と比べて、壁脚における相対水平変形量が大きくなっている。ゆえに、小型試験体の壁脚中心位置では、基礎梁上端筋の伸びによる影響は小さく、耐震壁のせん断変形やせん断滑りが生じており、その変形分が、S2の測定値に含まれている事や、基礎梁上端筋の伸びの測定位置が基礎梁上端面よりも低い為、基礎梁の伸び量が、実際の伸び量よりも小さくなっている事などが考えられる。

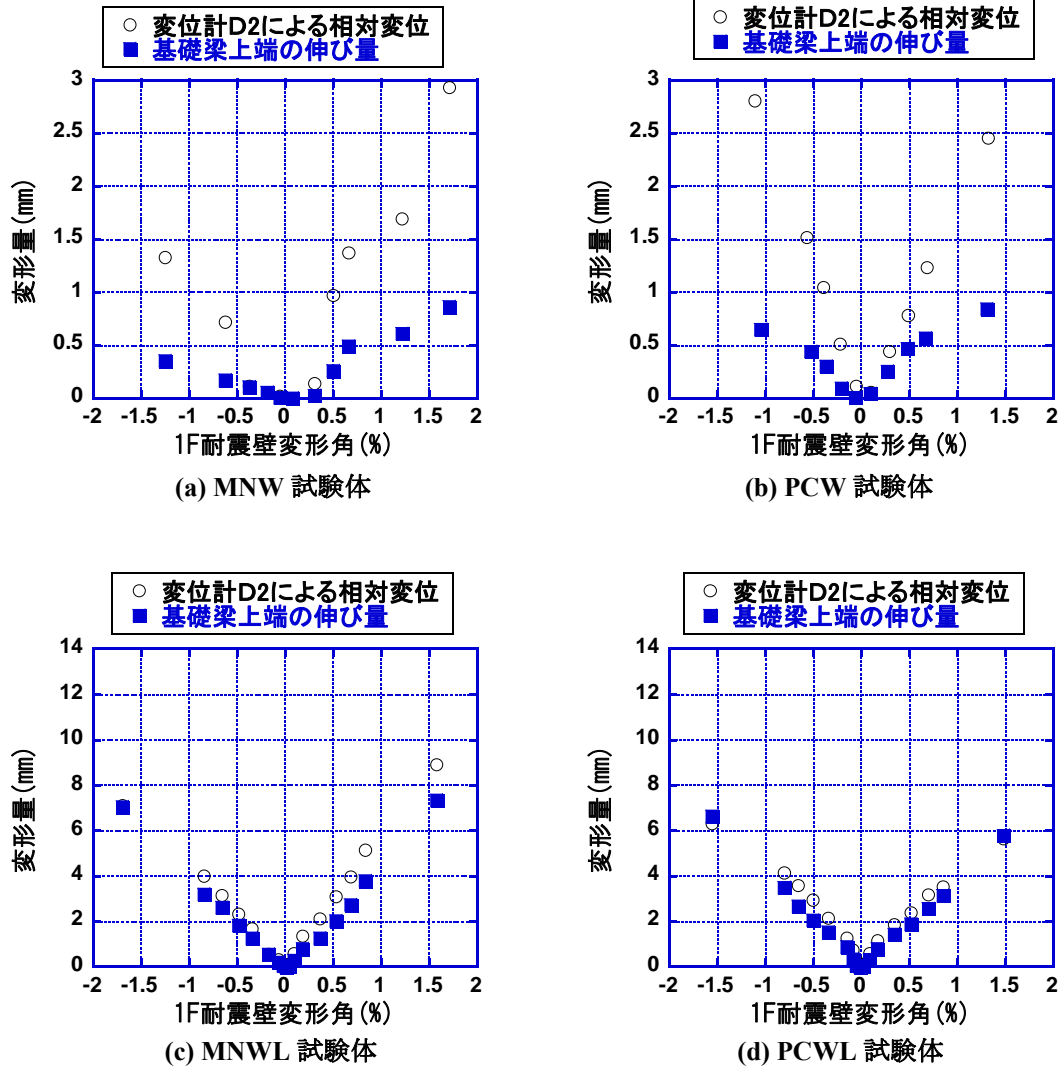


図 4-11 基礎の伸び量と壁脚中心位置で測定された水平変位

最後に引張柱脚部に設置したS1 による相対水平変形量と、基礎梁上端の全体の伸びとを比較する。基礎梁上端部における伸び量は、図 4-10に示した変位計による測定値を用いて、以下の式で与える事ができる。

$$E_{edge} = FHU1 + FHU2 + FHU3 + FHU4 + FHU5 + FHU6 + FHU7 + FHU8 \quad (4-4)$$

図 4-12を見ると、小型試験体の結果には、基礎梁上端の全体伸び量と引張柱脚部における相対水平変形量が一致する箇所がある。もちろん引張柱脚部では、耐震壁入力水平力によるせん断変形も生じていると考えられるので、必ずしも基礎梁上端が伸びた分だけ、引張柱脚部に相対水平変位が生じる訳ではないが、小型試験体の耐震壁のせん断剛性が高く、図 4-8(a)に示すように、耐震壁には、基礎梁上端の伸びに追随した変形があまり生じていないものと考えられる。

一方、大型試験体に関しては、基礎梁上端の全体伸び量と比べて、引張柱脚部における相対水平変形量は小さく、図 4-8(b)に示すように、耐震壁内にせん断ひび割れが発生し、基礎梁上端の伸びに、耐震壁が追随して変形しているものと思われる。

図 4-8で示したように、耐震壁のせん断剛性が大きく、基礎梁の伸びによって生じるせん断変形が小

さい程、引張柱脚部と基礎梁上端との相対水平変位量は大きくなり、逆に、耐震壁のせん断剛性が低く、基礎梁の伸びによって生じるせん断変形が大きくなる程、両者の相対水平変位量は小さくなる。大型試験体の挙動を比べると、MNWL試験体と比べ、PCWL試験体の方が柱脚における相対水平変位量が小さくなっている。ゆえに、耐震壁の曲げ剛性に対するせん断剛性が、PCWL試験体に比べて大きいMNWL試験体については、引張柱近傍に基礎梁の伸びに伴うせん断変形が集中しているものと考えられる。一方、PCa目地によって耐震壁のせん断剛性が低下していると思われるPCWL試験体では、耐震壁内に多くの曲げせん断ひび割れが形成されている（4.3 参照）事からも分かるように、基礎梁の伸びに伴うせん断変形が耐震壁全体に分散しており、引張柱位置における相対水平変形量も小さくなっているものと思われる。

4.1.5 では、PCa 目地の有無が耐震壁のせん断性状に与える影響を考える場合に、一体打ち耐震壁に関しては脚部にせん断ひずみが集中し、PCa 耐震壁に関しては 1F 耐震壁全体にせん断ひずみが分散すると述べ、耐震壁の高さ方向におけるせん断ひずみの分布が異なってくるものとした。しかしながら、基礎梁の伸びに起因する耐震壁のせん断変形に関して考慮すると、耐震壁の高さ方向におけるせん断ひずみ分布ではなく、耐震壁の水平方向におけるせん断ひずみ分布（耐震壁が剛ならば引張柱に変形が集中し、耐震壁の剛性が低ければ、耐震壁にも変形が拡散する）を考えた方が、PCa 目地による影響を明確に示す事ができるものと考えられる。

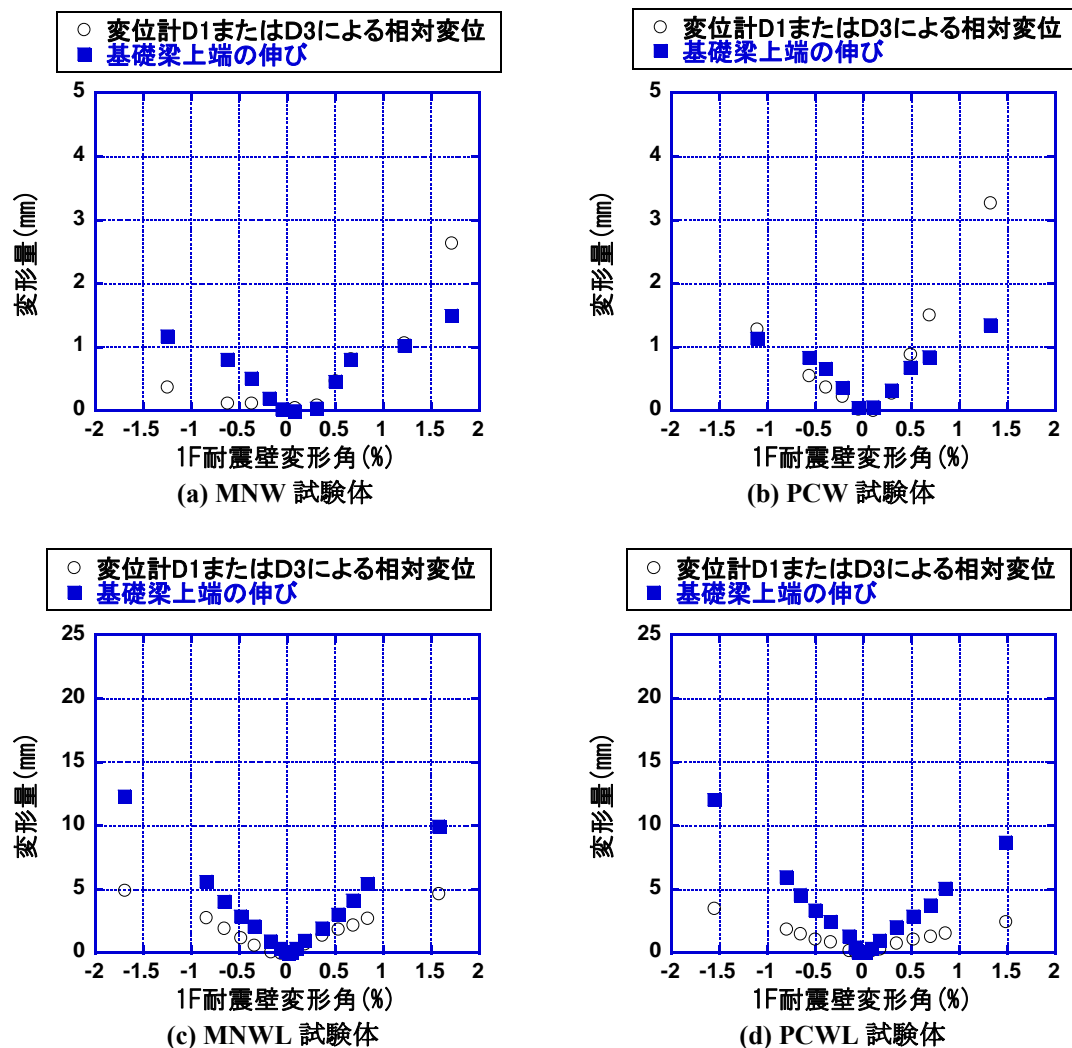


図 4-12 基礎の伸び量と引張柱脚部で測定された水平変位

4.1.7 各載荷実験のサイクル

本研究では、いずれの実験に関しても、実験終了後に、1F 耐震壁変形角の算定方法を変更した。ゆえに、各載荷サイクル点は、半端な数値となっている。これ以後、各サイクル点の測定値を用いて、試験体の挙動に関する検討を行う。本実験では、各サイクル2回ずつの繰り返し載荷を行っている。また、いずれの試験体も実験初期に関しては荷重制御による載荷を行っているが、その際のサイクルに関しても、合わせて示している。

表 4-4 各試験体の載荷サイクル

1F変形角	MNW				PCW				MNWL				PCWL			
	1F	曲げ	せん断	荷重制御	1F	曲げ	せん断	荷重制御	1F	曲げ	せん断	荷重制御	1F	曲げ	せん断	荷重制御
	×	0.017	×		×	0.007	×	60kN	0.002	0.003	-0.001	150kN	0.008	0.004	0.004	150kN
0.025									0.005	0.005	0.000	200kN				
0.05									0.037	0.015	0.022	250kN	0.034	0.015	0.019	250kN
0.1	0.078	0.039	0.039		0.082	0.043	0.039		0.082	0.024	0.058		0.086	0.022	0.064	
0.2									0.175	0.042	0.133		0.165	0.033	0.131	
0.3	0.257	0.105	0.152		0.246	0.111	0.135									
0.4									0.355	0.087	0.268		0.334	0.058	0.277	
0.5	0.448	0.173	0.275		0.443	0.194	0.249									
0.6									0.513	0.131	0.382		0.508	0.086	0.422	
0.7	0.671	0.252	0.419		0.620	0.259	0.361		0.678	0.169	0.509		0.675	0.113	0.562	
0.8																
0.9									0.842	0.202	0.640		0.821	0.151	0.671	
1																
1.5	1.240	0.420	0.741		1.264	0.473	0.790									
2									1.645	0.366	1.279		1.532	0.279	1.253	
	補足:				補足:				補足:				補足:			
	変形は計測できていないが、その後、1.7%程度で2サイクル載荷した。最終的に2.3%程度まで載荷後、除荷時に耐震壁が破壊した。				変形は計測できていないが、その後、2.1%程度で2サイクル載荷した。最終的に3.1%程度まで載荷後、除荷時に耐震壁が破壊した。				その後、2.3%で1サイクル載荷した後、正方向に押し切り載荷を行った。しかし試験体は破壊せず、4.1%まで載荷して実験を終了した。				1.5%サイクルの2サイクル目に、負方向まで載荷した後、そのまま除荷を行わずに、負方向に押し切り載荷を行った。しかし試験体は破壊せず、3.6%まで載荷して実験を終了した。			

4.1.8 各部材の降伏点

表 4-5に耐震壁引張柱及び基礎梁の降伏時の水平荷重及び 1F耐震壁の各変形角を示す。なお、杭主筋に関しては、設計時の狙い通り、降伏には至っておらず、想定した破壊メカニズム（壁脚の離間挙動）が再現できているものと思われる。ところで、小型試験体と大型試験体では、異なった耐震壁の破壊形式が得られる事が載荷実験から確認されている。小型試験体に関しては、耐震壁終局時において、一般的な耐震壁の圧縮柱脚部における曲げ圧縮破壊挙動が観測されているが、大型試験体には、4.3でも詳しく説明するが、耐震壁は一般的な曲げ挙動ではなく、耐震壁及び基礎梁内に発生した曲げせん断ひび割れに沿って回転するような挙動が確認されている。ゆえに、特に、大型試験体に関しては、曲げ挙動とは別の機構に基づいて耐震壁入力水平荷重に抵抗し、その結果、引張柱主筋が降伏に至り、その塑性変形が進展している可能性がある。そこで、本実験試験体に関しては、耐震壁の引張柱主筋が降伏に至る挙動の事を、以後、耐震壁の曲げ降伏とは呼ばない事とする。

引張柱主筋の降伏判定に関しては、以下の2種類の検討を行った。

- (1) 柱脚部主筋に貼り付けたひずみゲージによって計測した局所的なひずみの値が、柱主筋の材料試験から算定した降伏ひずみを上回る点を引張柱の降伏点とする場合
- (2) 柱中心位置に取り付けた変位計によって計測した 1F 柱の伸びから求めた平均ひずみの値が、柱主筋の材料試験から求めた降伏ひずみを上回る点を引張柱の降伏点とする場合

小型試験体では、ひずみゲージを用いた場合の降伏点と変位計を用いた場合の降伏点はほぼ一致した。しかしながら、大型試験体では、特に PCWL 試験体では、ひずみゲージによる降伏判定が、変位計による降伏判定よりも大幅に遅くなる結果が得られた。この原因としては、ひずみゲージを添付した箇所（スラブ上面から小型試験体は 50mm、大型試験体は 70mm の高さに設置した）以外で鉄筋の降伏が起これ、その結果、ひずみゲージを添付していない箇所に鉄筋の伸びが集中した可能性が考えられる。そこで、ひずみゲージによる降伏判定は、実際の引張柱の伸び挙動と対応しない可能性がある為、変位計による降伏判定を行うものとする。

各試験体とも、引張柱の降伏が基礎梁の曲げ降伏に先行した。小型試験体に関しては、設計通りの破壊形式となったが、大型試験体に関しては、基礎梁の曲げ降伏が引張柱の降伏に先行するように設計を行っていたので、設計通りの破壊形式となっておらず、基礎梁としては安全側の結果が得られている。但し、その後、基礎梁上端筋も降伏に至る事、また、基礎梁のスパン方向に対して、比較的広い範囲に基礎梁上端筋のひずみが分散する事（参照 4.4.5）を考えると、耐震壁の変形が増大するにつれ、必ずしも基礎梁は安全側の評価とは言えなくなる。また、大型試験体に関しては、上端筋のみが曲げ降伏するように設計していたが、下端筋にも引張降伏が見られた。ゆえに、今回設計時に用いた杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力を用いた設計法では、基礎梁の合理的な設計を行う事は難しく、耐震壁や杭との相互作用を考慮した設計を行う必要がある事が、実験の降伏状況から確認できた。

表 4-5 各試験体の降伏点

(a) MNW 試験体

MNW			変形 (%)			荷重 (kN)	
			曲げ	せん断	全体		
引張柱主筋降伏		変位計	正方向	0.036	0.018	0.054	85.3
			負方向	-0.032	-0.025	-0.057	-95.6
			平均	0.034	0.022	0.055	90.5
		ひずみゲージ	正方向	0.036	0.018	0.054	85.3
			負方向	-0.035	-0.027	-0.062	-88.7
			平均	0.035	0.023	0.058	87.0
基礎梁	上端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.320	0.554	0.874	108.7
			負方向	-0.456	-0.791	-1.247	-100.6
			平均	0.388	0.673	1.061	104.6
	下端筋降伏	ひずみゲージ	正方向				
			負方向				
			平均				

(b) PCW 試験体

PCW				変形 (%)			荷重 (kN)
				曲げ	せん断	全体	
引張柱主筋降伏		変位計	正方向	0.044	0.056	0.100	87.7
			負方向	-0.041	-0.016	-0.057	-90.1
			平均	0.043	0.036	0.079	88.9
		ひずみゲージ	正方向	0.044	0.056	0.100	87.7
			負方向	-0.041	-0.016	-0.057	-90.1
			平均	0.043	0.036	0.079	88.9
基礎梁	上端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.343	0.555	0.898	108.9
			負方向				
			平均				
	下端筋降伏	ひずみゲージ	正方向				
			負方向				
			平均				

(c) MNWL 試験体

MNWL			変形 (%)			荷重 (kN)	
			曲げ	せん断	全体		
引張柱主筋降伏		変位計	正方向	0.029	0.079	0.108	278.3
			負方向	-0.033	-0.107	-0.140	-312.4
			平均	0.031	0.093	0.124	295.4
		ひずみゲージ	正方向	0.037	0.103	0.140	312.1
			負方向	-0.041	-0.138	-0.179	-310.7
			平均	0.039	0.121	0.160	311.4
基礎梁	上端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.120	0.356	0.476	339.0
			負方向	-0.128	-0.353	-0.482	-355.3
			平均	0.124	0.355	0.479	347.1
	下端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.120	0.356	0.476	339.0
			負方向	-0.061	-0.199	-0.260	-337.0
			平均	0.090	0.278	0.368	338.0

(d) PCWL 試験体

PCWL			変形 (%)			荷重 (kN)	
			曲げ	せん断	全体		
引張柱主筋降伏		変位計	正方向	0.034	0.135	0.169	315.8
			負方向	-0.031	-0.107	-0.138	-321.8
			平均	0.033	0.121	0.153	318.8
		ひずみゲージ	正方向	0.046	0.259	0.305	338.3
			負方向	-0.059	-0.244	-0.303	-338.8
			平均	0.053	0.251	0.304	338.6
基礎梁	上端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.061	0.362	0.423	339.3
			負方向	-0.098	-0.393	-0.491	-361.5
			平均	0.079	0.378	0.457	350.4
	下端筋降伏	ひずみゲージ	正方向	0.279	1.215	1.495	373.7
			負方向	-0.243	-0.913	-1.156	-386.7
			平均	0.261	1.064	1.325	380.2

4.1.9 指針による耐震壁の復元力特性の評価

ここまでの考察で、基礎梁上端の伸びが耐震壁のせん断変形に影響する事が確認されている。そこで、既往の耐震壁の復元力特性の評価法である鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説_[4-1]及び鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説_[4-2]によって、本実験試験体の復元力特性を評価できるかどうかを確認する事とした。各算定式の特徴を以下に示す。なお、復元力の算定にあたっては、1F中心高さ位置における曲率を1Fの平均曲率として扱い、これを積分する事で、1F曲げ変形角を算定した。また、耐震壁の曲げひび割れ点、曲げ降伏点及び曲げ終局点は、脚部に作用するモーメントが、それぞれ、曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメント及び曲げ終局モーメントに至る点として求めた。各計算式の詳細に関しては2.2に示す。また計算過程に関しては付録Cに示す。なお、耐震性能評価指針（案）・同解説_[4-2]による曲げの復元力特性の算定には、耐震壁の断面解析を行なう必要があるが、この計算過程に関しても、付録Dに示す。

＜靱性保証型耐震設計指針・同解説：解析1＞

- 曲げ：引張柱主筋が降伏した点を曲げ降伏点とする。
- せん断：曲げせん断ひび割れ、曲げ降伏による剛性低下は考慮していない。
せん断破壊時のせん断ひずみは一律で0.4%に設定している。

＜耐震性能評価指針（案）・同解説：解析2＞

- 曲げ：降伏点は、柱主筋と壁縦方向補強筋の2/3の降伏状態から決定。
その結果、靱性保証型耐震設計指針よりも、ひび割れ発生後の二次剛性が低くなる。
- せん断：曲げせん断ひび割れ、曲げ降伏による剛性低下を考慮できる。
外周フレームによるせん断剛性の増加を加味する事ができる。

実験結果（正方向載荷時の包絡線）との比較を図4-13及び図4-14に示す。また、実験における引張柱の曲げひび割れ点及び主筋降伏点を合わせて図中に示す。なお、小型試験体に関しては、せん断変形角及び耐震壁変形角に関しては、初期剛性を線形補間しているので、補間部分を点線で示す。今回用いた解析手法では、目地によるせん断剛性の低下を考慮する事はできないが、PCW試験体及びPCWL試験体に関しても、通常の耐震壁と同様の手法で、復元力特性の算定を行った。なお、ここで示す解析1とは、靱性保証型耐震設計指針・同解説_[4-1]による算定手法であり、解析2は、耐震性能評価指針（案）・同解説_[4-2]に従った手法である。

まず、小型試験体に関して検討する。水平荷重－曲げ変形角関係を見ると、初期剛性及び実験における包絡線は、いずれの解析結果とも非常に良く一致している。実験におけるひび割れ発生点が、包絡線の剛性が少し落ちた後となっているが、これは、実験において、ひび割れの発見が遅れた事が原因であると考えられる。解析1では、壁脚位置における引張柱の主筋が全て降伏した点を降伏点としており、また、解析2では、壁脚位置における①引張柱主筋が全て降伏する点と、②引張柱主筋と壁縦筋の2/3がすべて降伏する点の平均点を降伏点としている。実験では、1F引張柱中心位置における平均引張ひずみが降伏ひずみに達した点としており、降伏点の変形の順番が小さい順に、解析1→実験→解析2となっているのは妥当であるといえる。

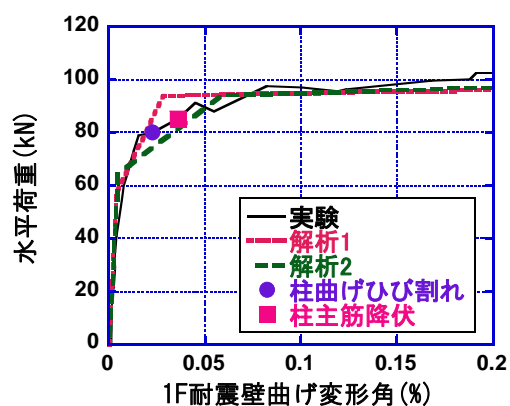
水平荷重－せん断変形角関係を見ると、実験の初期剛性は線形補間されており、解析における初期剛性を大きく下回る結果となっている。但し、線形補間後の実験包絡線は曲げひび割れの発生によるせん断剛性の低下が評価できる解析2の結果と良く一致している。水平荷重－全体変形角関係に関しても、水平荷重－せん断変形角関係と同様に初期剛性に関しては、解析結果は実験結果との適合性が

悪いが、その後の包絡線に関しては、解析 2 の結果は、実験結果と良く一致している。そこで解析精度に優れていた耐震性能評価指針（案）・同解説に関して、表 4-6 に実験結果と解析結果を変形成分ごとに比較したものを示す。包絡線に関しては、いずれの変形成分に関しても、比較的良く実験結果と解析結果は一致していたが、各変形成分の割合をみると、解析結果と比べ、実験では、せん断変形成分の割合が大きくなっている事が分かる。これは 4.1.6 で示したように、水平荷重によって耐震壁に発生するせん断変形とは別に、基礎梁上端に伸びによるせん断変形も発生しているものと考えられる。ゆえに、小型試験体に関しては、既往の算定法によって包絡線に関しては概ね予測できるものの、基礎梁上端の伸びを考慮した変形メカニズムは再現できず、曲げ変形とせん断変形の割合に関しては、実状に即したものにならない事が分かった。

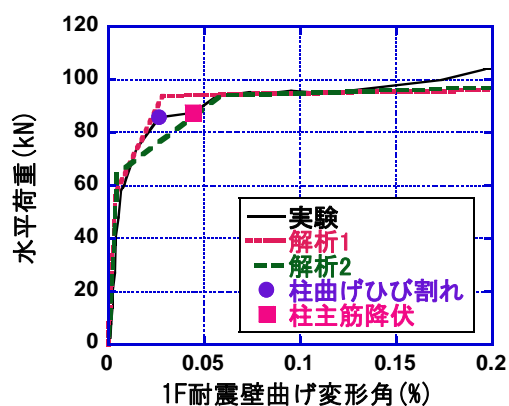
表 4-6 耐震性能評価指針（案）・同解説との比較（小型試験体）

MNW	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
耐震性能 評価	(a)	0.045	0.029	0.074	86.4	0.95	0.80
	(b)	0.188	0.197	0.385	96.9	0.97	0.63
	(c)	0.459	0.533	0.992	102.7	0.94	0.70

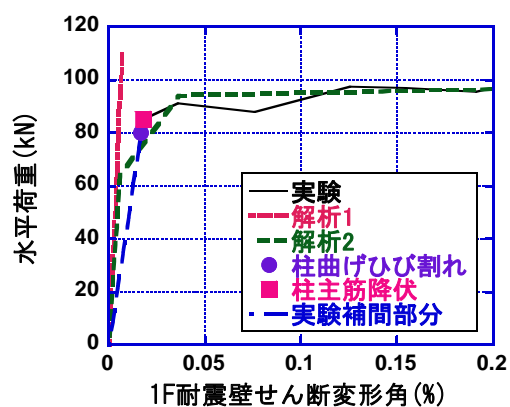
PCW	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.044	0.056	0.100	87.7		
	(b)	0.196	0.293	0.489	104.0		
	(c)	0.524	0.797	1.321	111.8		
耐震性能 評価	(a)	0.045	0.029	0.074	86.4	0.98	0.51
	(b)	0.196	0.206	0.402	97.0	0.93	0.70
	(c)	0.524	0.613	1.137	104.1	0.93	0.77



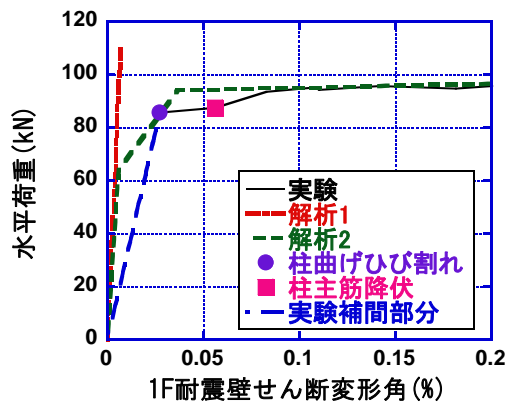
(a) 1F 曲げ(MNW)



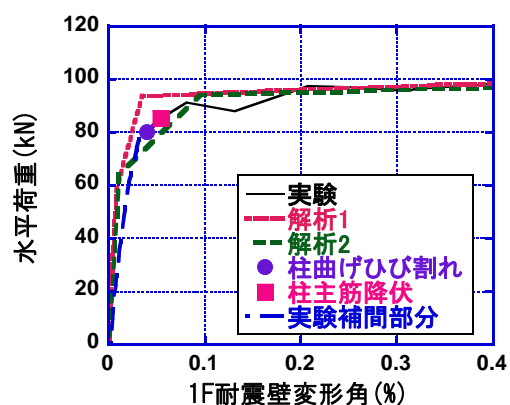
(b) 1F 曲げ(PCW)



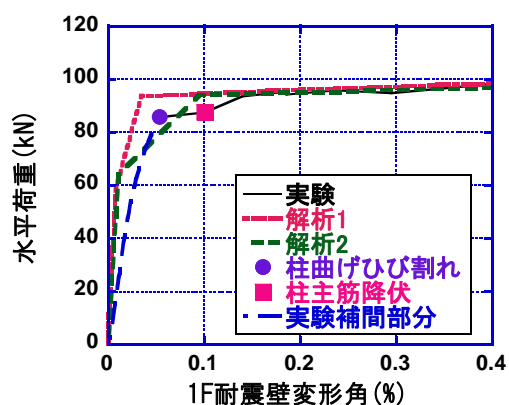
(c) 1F せん断(MNW)



(d) 1F せん断(PCW)



(e) 1F 耐震壁変形角(MNW)



(f) 1F 耐震壁変形角(PCW)

図 4-13 小型試験体の解析結果との比較

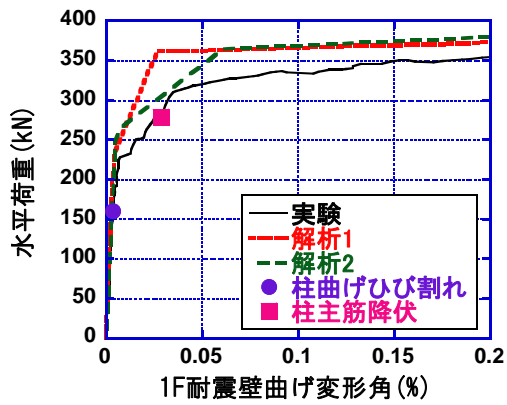
次に大型試験体に関して実験結果と解析結果を比較する。水平荷重－曲げ変形角関係に関しては、MNWL試験体では、解析結果と比べ、実験における引張柱主筋降伏時の負担水平荷重が小さい値となっており、載荷実験の包絡線も両解析結果の負担水平荷重を下回るものとなっている。PCWL試験体に関しても同様に、実験の負担水平荷重は、解析の負担水平荷重を下回る傾向が見られた。また、水平荷重－せん断変形角関係に関しては、PCWL試験体では、PCa目地の影響で、解析結果と比べ、実験における水平剛性が低下する事は理解できる。しかしながら、MNWL試験体に関しても、実験結果と比べ、せん断剛性が大きく低下している。この原因としては、本実験試験体では、基礎梁を剛としておらず、4.1.6 で述べたように基礎梁上端の伸びが耐震壁のせん断挙動に大きく影響している事が考えられる。表 4-7に実験結果と解析結果を変形成分ごとに比較したものを示す。包絡線でみられた傾向と同じく、解析結果は水平荷重、各変形成分の割合に関しても、実験結果から大きく外れたものとなっている。変形成分に関しては、実験におけるせん断変形成分が大きくなっているが、小型試験体の場合と同様に、基礎梁上端伸びによるせん断変形が発生しているものと考えられる。

小型試験体の結果と比較すると、図 4-13(c)(d)で既に示したように、大型試験体では、小型試験体ではほとんど見受けられなかった水平負担荷重の低下や、小型試験体を上回る割合での耐震壁せん断変形の増大が確認された。この原因としては、小型試験体（1.23%）は、大型試験体（0.63%）と比べ、基礎梁主筋の鉄筋比が約 2 倍となっている事、その結果、4.4.5 で詳しく述べるが、基礎梁上端筋で観測されるひずみの値も、大型試験体と比べると小型試験体の方が小さく抑えられる事により、小型試験体の基礎梁が剛に近い状況になっている事が考えられる。ゆえに、特に基礎梁の伸びによる影響が大きい大型試験体に関しては特に、既往の耐震壁のみを解析対象とするような手法では、破壊形式を再現する事ができず、せん断の履歴を再現するのは難しいものと考えられる。

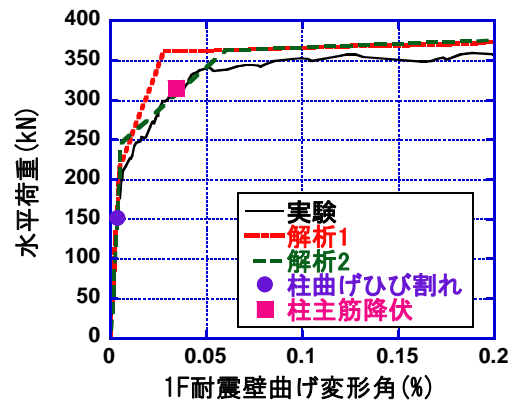
表 4-7 耐震性能評価指針（案）・同解説との比較（大型試験体）

MNWL	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
耐震性能 評価	(a)	0.045	0.036	0.081	335.9	1.05	0.27
	(b)	0.136	0.164	0.300	373.3	1.09	0.41
	(c)	0.203	0.268	0.471	380.7	1.08	0.42

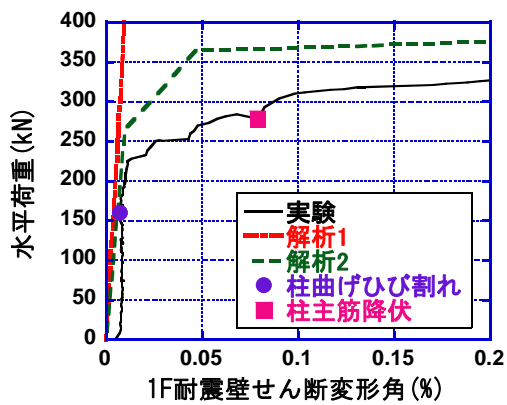
PCWL	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.034	0.135	0.170	314.3		
	(b)	0.077	0.436	0.513	344.2		
	(c)	0.135	0.715	0.849	351.3		
耐震性能 評価	(a)	0.034	0.033	0.067	306.2	0.97	0.25
	(b)	0.078	0.089	0.166	365.6	1.06	0.20
	(c)	0.135	0.194	0.329	371.9	1.06	0.27



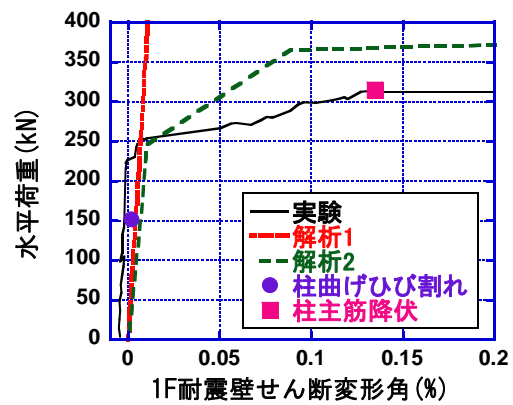
(a) 1F 曲げ(MNWL)



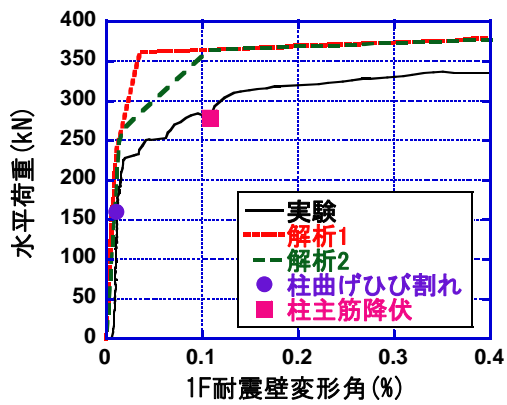
(b) 1F 曲げ(PCWL)



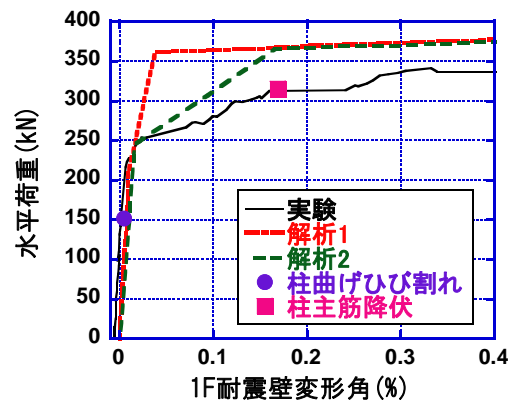
(c) 1F せん断(MNWL)



(d) 1F せん断(PCWL)



(e) 1F 耐震壁変形角(MNWL)



(f) 1F 耐震壁変形角(PCWL)

図 4-14 大型試験体の解析結果との比較

4.1.10 水平荷重－2F耐震壁変形角関係

1F耐震壁変形角と同様の方法で算定した各試験体の水平荷重－2F耐震壁変形角関係を図 4-16に示す。また、1Fの各変形角と 2Fの各変形角との関係を図 4-15に示す。図 4-16及び図 4-15から分かるように、本研究では、耐震壁脚部の柱主筋や耐震壁縦方向せん断補強筋が引張降伏し、1Fに変形が集中する。各試験体とも、実験初期から 1Fの各変形角の値が、2Fの各変形角を大きく上回っている。唯一、PCWL試験体に関しては、2Fのせん断変形量が、実験初期に関しては、1Fのせん断変形量に匹敵する値となっている。この理由としては、PCWL試験体には、各階に鉛直目地及び水平目地が設置されており、MNWL試験体と比べ、曲げせん断ひび割れの発生によって、せん断剛性の低下が起こりやすい状況になっている事が考えられる。但し、1Fの曲げによる損傷が増大し、1F耐震壁のせん断剛性が低下するにつれ、1Fと 2Fのせん断変形量の差は大きくなっていく事が分かる。

大型試験体に関しては、目地の有無による耐震壁の挙動の違いを確認する事ができたが、小型試験体に関しては、MNW 試験体及び PCW 試験体の挙動はほぼ等しく、PCa 目地の影響はほとんど見られなかった。この原因としては、小型試験体の方が大型試験体よりも、曲げが卓越した载荷条件となっており、小型試験体ではせん断に関する挙動の影響が出にくいと考えられる事、また、PCWL 試験体にだけ設置している水平方向の目地が、耐震壁のせん断剛性の低下に大きな影響を与えている事が考えられる。

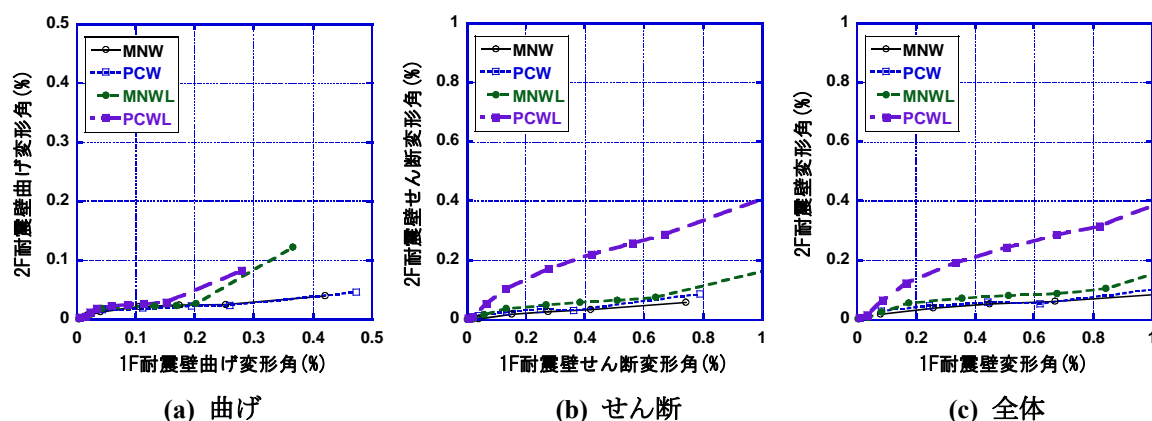
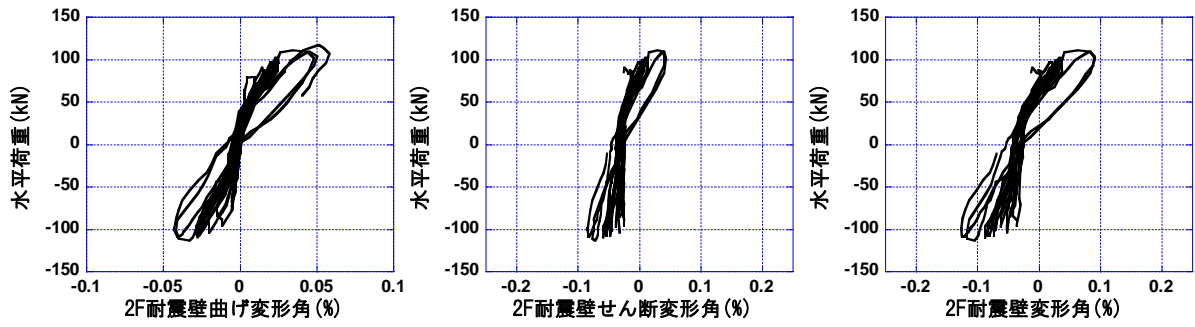


図 4-15 1F 変形角と 2F 変形角の関係

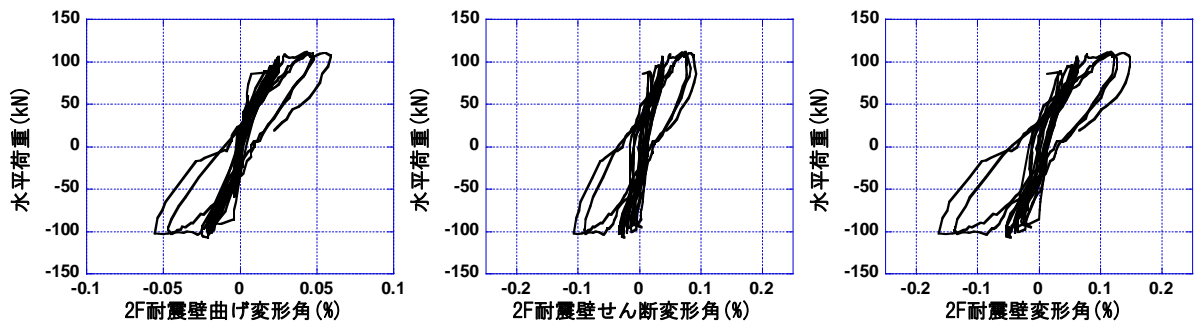


(a) 曲げ

(b) せん断

(c) 全体

(a) MNW 試験体

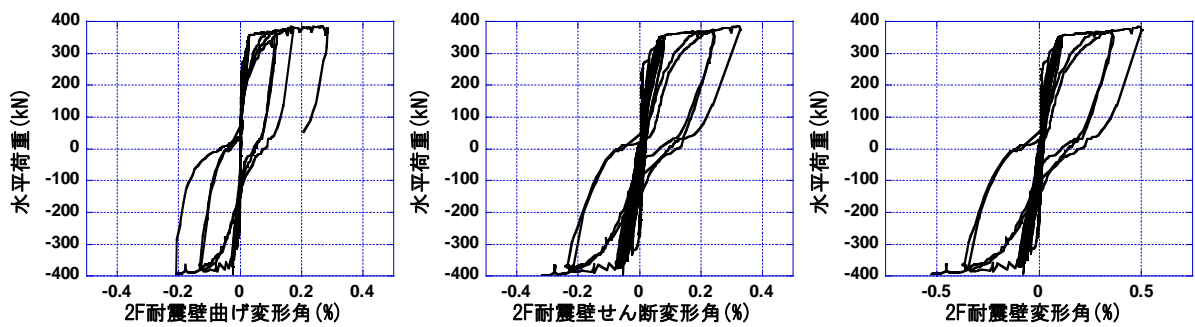


(a) 曲げ

(b) せん断

(c) 全体

(b) PCW 試験体

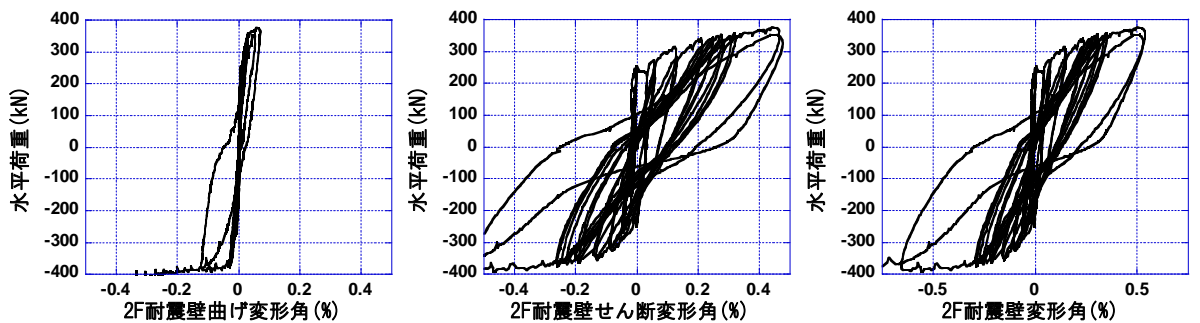


(a) 曲げ

(b) せん断

(c) 全体

(c) MNWL 試験体



(a) 曲げ

(b) せん断

(c) 全体

(d) PCWL 試験体

図 4-16 水平荷重-2F 各変形角関係

4.1.11 水平荷重－1F層間変形角関係

4.1において、本研究では、耐震壁の復元力特性に焦点を当てる為、耐震壁変形角を用いて検討を行うものとし、基礎や杭支持載荷治具による変形の影響を含む層間変形角は検討には用いないものとした。しかしながら、実際の設計で用いられる変形角は、通常、層間変形角である。図 4-17に参考として、水平荷重－1F層間変形角関係を示す。実験初期においては、耐震壁の剛性は高く、基礎部分の回転や載荷治具のずれによって、水平変形が生じている事が分かる。しかしながら、耐震壁の引張柱主筋が降伏し、塑性化が進行していくと、層間変形角と耐震壁変形角の差は小さくなる。この傾向は、各サイクル点の耐震壁変形角と層間変形角を比較した図 4-18からも確認できる。

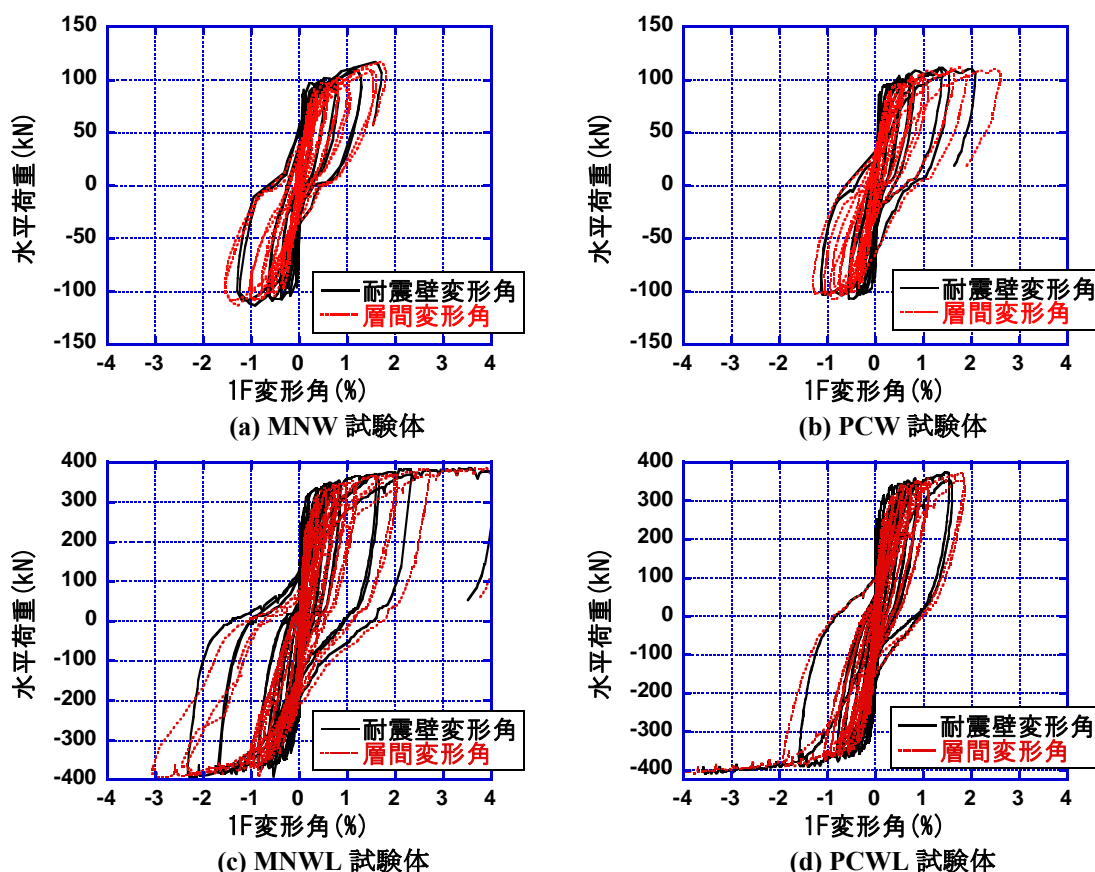


図 4-17 水平荷重－1F 耐震壁変形角関係 及び 水平荷重－1F 層間変形角関係

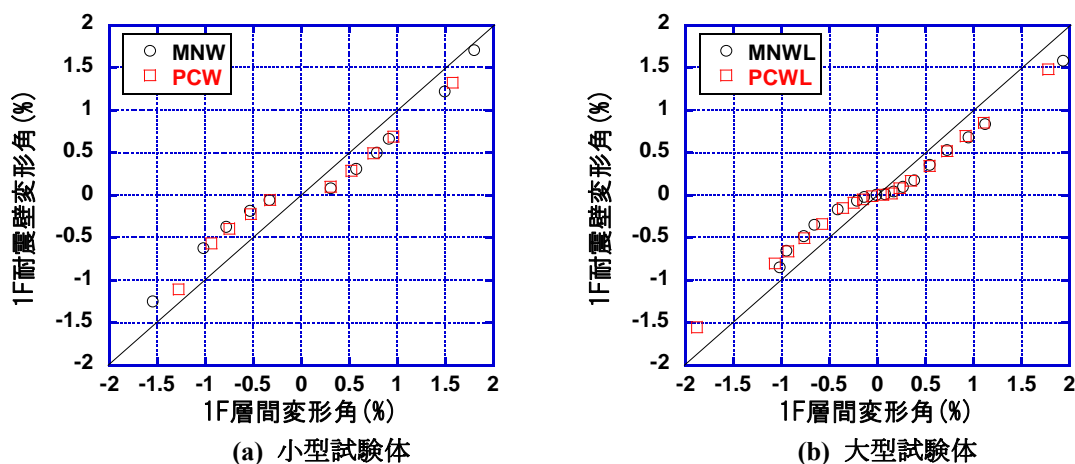


図 4-18 1F 耐震壁変形角と 1F 層間変形角の関係

4.2. 基礎の荷重－変形関係

4.1 では、基礎梁上端において発生する伸びが、耐震壁のせん断挙動に影響を与える事が確認された。本節では、基礎構造の変形状況を把握し、耐震壁の変形状況と比較する。図 4-19(a)及び(b)に各試験体の基礎梁で曲げ回転角とせん断ひずみを測定した領域を示す。領域の名前は、引張杭側から圧縮杭側まで、順番にArea1 からArea8 とした。また、図 4-19(c)及び(d)に曲げ回転角及びせん断ひずみの正方向における変形を示す。曲げ回転角に関しては、下端に伸びが生じると正方向の回転角が生じ、せん断ひずみに関しては、左下端から右上端に向けてひび割れが発生すると、正方向のせん断ひずみが生じる事となる。

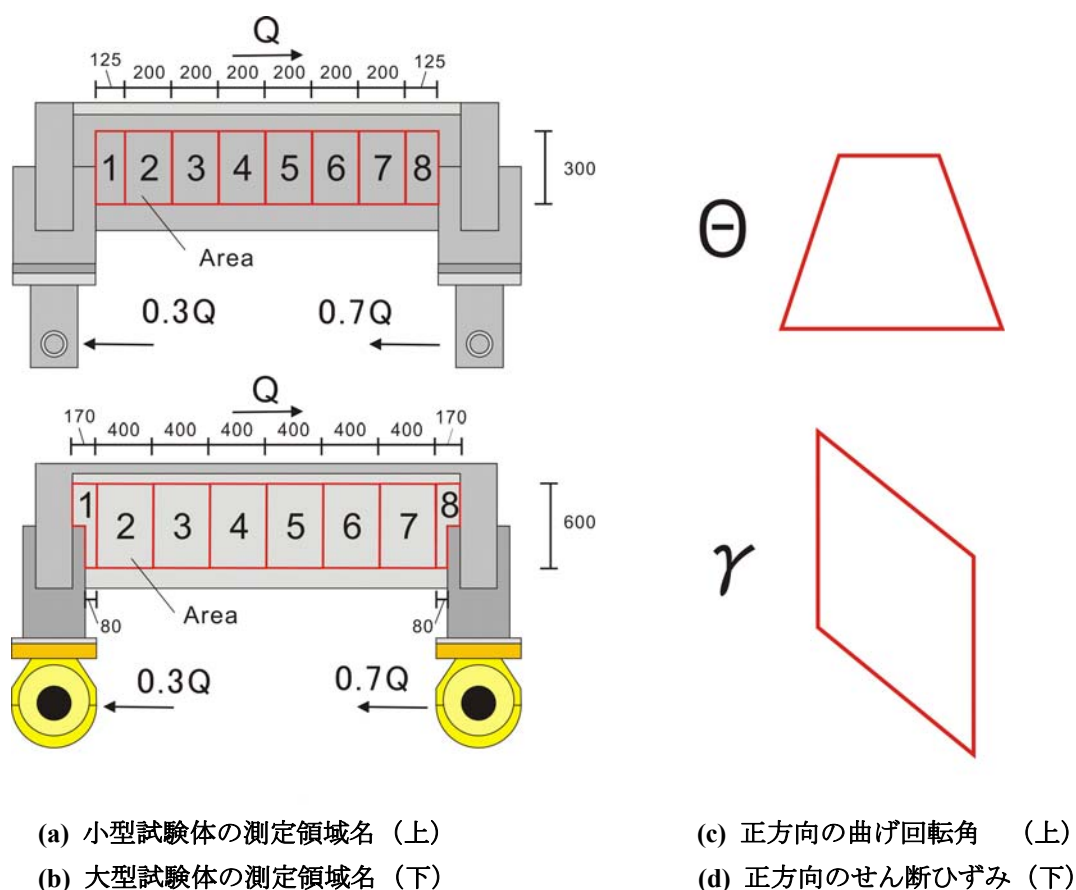


図 4-19 基礎梁の曲げ回転角及びせん断ひずみの測定領域

図 4-20に各領域の曲げ回転角と 1F耐震壁変形角の関係を示す。小型試験体に関しては、ほぼすべての計測領域で、負の曲げ回転角が生じている。つまり、常に上端部分の伸びが下端部の伸びより大きくなっており、基礎梁は、耐震壁に吊り上げられているような状態である事が分かる。一方、小型試験体に関しては、引張杭に近いArea1 及びArea2 において、正方向の曲げ回転角が得られている。これは、基礎梁下端筋の伸びが上端筋の伸びより大きくなっている事が原因である。小型試験体と大型試験体の最大曲げ回転角を比較すると、大型試験体では、小型試験体と比較し、約 5 倍の曲げ回転角が得られている事が分かる。また、大型試験体では、Area7 に曲げ回転角が集中している事が分かるが、この領域には、耐震壁から進展してきた曲げせん断ひび割れが多く観測されている。(参照 4.3.2) 曲げ回転角に関しては、PCa目地の影響は特に見受けられなかった。

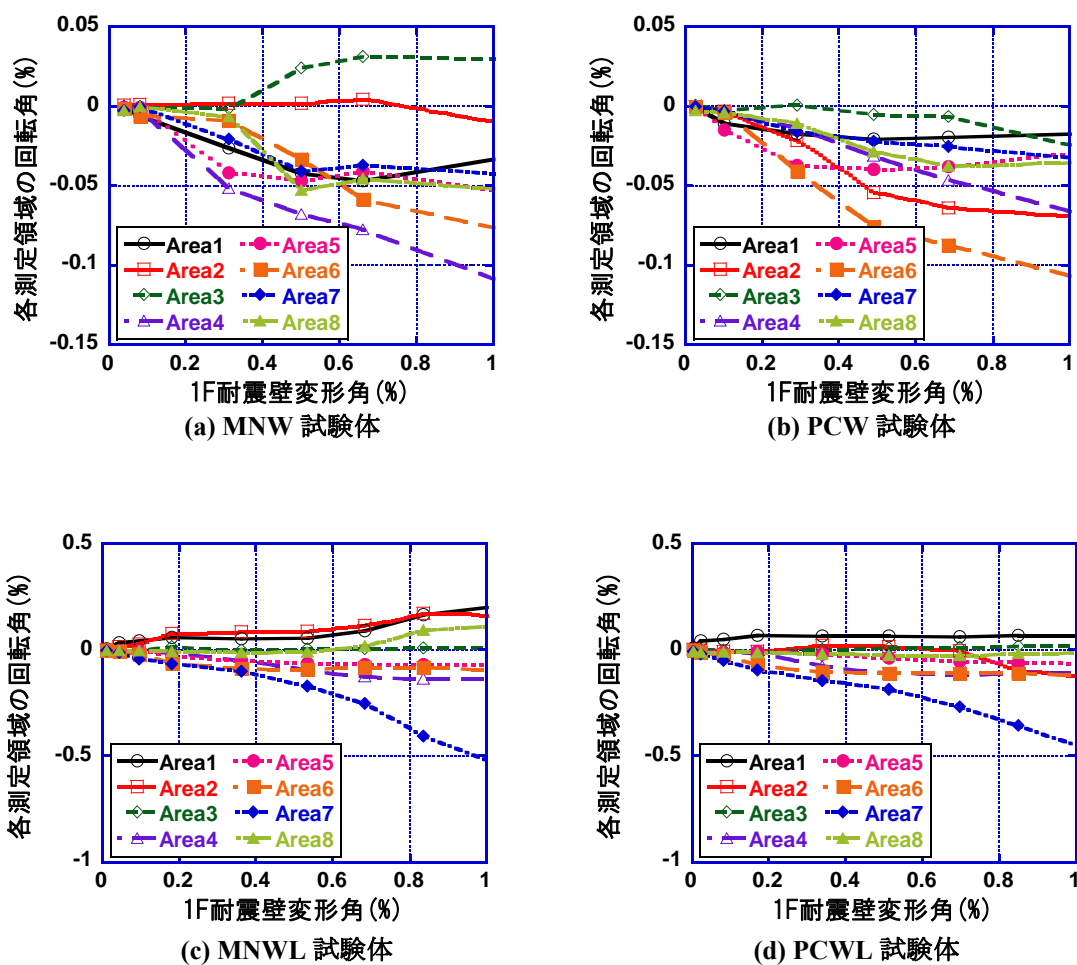


図 4-20 基礎梁の曲げ回転角－1F 耐震壁変形角関係

図 4-21に各領域のせん断ひずみと 1F耐震壁変形角の関係を示す。曲げ回転角と同様に、いずれの試験体に関しても、ほぼ全ての計測領域において、負のせん断ひずみが生じている。これは、耐震壁に発生する曲げせん断ひび割れと同じ方向のせん断ひび割れが基礎梁にも発生している事を意味する。また、小型試験体に比べ、大型試験体の方が、最大せん断ひずみ量は大きくなっているが、曲げ回転角における場合（5 倍）よりも小さく、2 倍程度である。大型試験体では、Area2 及びArea7 にせん断ひずみの値が大きくなる傾向がある。Area2 では、耐震壁から進展してきた曲げせん断ひび割れが多く観測され、基礎梁上端筋の降伏も確認されている。また、Area7 でも基礎梁下端筋が降伏する事から、基礎梁主筋の塑性化が特に大きい領域において、せん断ひずみが集中していると考えられる。以上の考察により、基礎梁の曲げ回転角及びせん断ひずみを定量的に示したが、1F耐震壁の変形角（1.0%）に対し、同じスケール（最大で 0.5%程度）の曲げ回転角やせん断ひずみが生じている。ゆえに、本実験においては、基礎の変形や挙動を無視して考える限り、耐震壁の挙動を明らかにする事はできないものと考えられる。

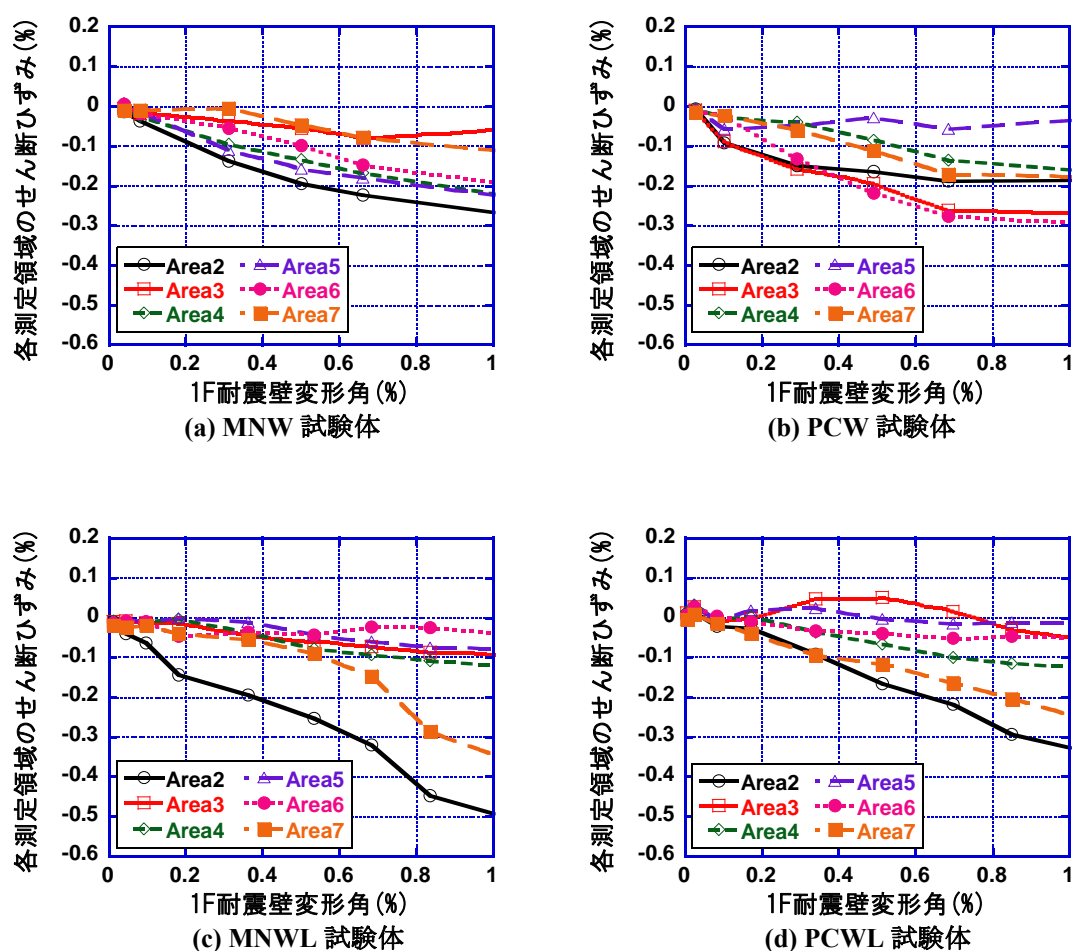


図 4-21 基礎梁のせん断ひずみ－1F 耐震壁変形角関係

4.3. 損傷状況

4.3.1 各部材の損傷

本実験試験体は、耐震壁、基礎梁及び杭から構成されている為、それぞれの部材を単独で載荷した場合とは異なり、それぞれの部材の相互連成作用による損傷が生じるものと考えられる。以下に目視によって確認された主な各部材の損傷に関してまとめる。表 4-8に耐震壁及び基礎梁において観測された主なひび割れを分類して示す。また、表 4-9及び表 4-10に、各試験で観測された損傷と観測時の 1F 層間変形角及び水平荷重を示す。なお、耐震壁及び基礎梁の主なひび割れに関しては、表 4-8で定義したひび割れ名で表記している。また、小型試験体ではスキャナーによるひび割れ面の撮影を行った為、試験体北側の一部（1F耐震壁及び基礎梁）では、実験終了時を除いて、ひび割れが記録できていない。

全試験体に共通して見られた損傷としては、耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れが床スラブを貫通し、基礎梁下端まで進展した事が挙げられる。通常、耐震壁の挙動を把握する為に行われる載荷実験では、基礎梁を剛として実験が行われる為、このような部材を跨ぐ損傷を再現する事はできない。ゆえに、曲げせん断ひび割れが、基礎梁下端まで進展していく挙動は、本実験試験体の大きな特徴であるといえる。

小型試験体に関しては、耐震壁側柱のカバーコンクリートだけでなく、コアコンクリートも剥離し、除荷時における柱主筋の座屈、破断によって、水平荷重が大きく低下した為、実験を終了している。一方、大型試験体に関しては、耐震壁側柱のカバーコンクリートに圧縮ひび割れは見られるものの、コンクリートの剥離や鉄筋の座屈、破断等の大きな損傷は見られず、その結果、1F 耐震壁変形角が 3% を越えても、水平耐力の低下は見られず、安定した挙動を示した。

基礎構造に関しては、大型試験体では、耐震壁の変形に伴い、杭近傍の曲げひび割れや曲げせん断ひび割れが大きく開いていく様子が観測されたが、小型試験体では、大型試験体と比べ、基礎の損傷は軽微に抑えられていた。これは、大型試験体では、上下主筋は共に降伏したが、小型試験体では、下端筋は降伏せず、上端筋も 1F耐震壁変形角 1.0%付近まで降伏しなかった事と対応する。（表 4-5、参照）

3 章でも述べたように、大型試験体と小型試験体の大きな違いは、耐震壁曲げ耐力に対する基礎梁の曲げ耐力の余裕度である。ゆえに、本載荷実験の結果は、基礎梁曲げ耐力の余裕度の違いが、耐震壁の破壊メカニズムに影響を与える可能性がある事を示している。

表 4-8 耐震壁及び基礎梁において確認された主なひび割れ

(a) 耐震壁

損傷名	内容
W1	側柱の曲げひび割れ
W2	耐震壁に発生する曲げせん断ひび割れ
W3	スライディングシェアーひび割れ

(b) 基礎梁

損傷名	内容
F1	基礎梁上端部で観測されるひび割れ (← 壁脚から進展してきた曲げせん断ひび割れ、または、基礎梁上端における曲げひび割れ)
F2	基礎梁中心部で観測されるせん断ひび割れ (←F1が進展したもの、または、基礎梁に単独で発生したせん断ひび割れ)
F3	基礎梁下端部で観測される（曲げ）ひび割れ
F4	杭近傍で観測されるせん断ひび割れ

表 4-9 実験において観測された損傷（小型試験体）

(a) MNW 試験体

正方向		負方向		部材				コメント
1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	柱	壁	基礎梁	その他	
0.023 ※1	64.4	×	-77.2				直交梁	水平方向のひび割れが観測される（面外方向の曲げによるものか？）
0.040 ※1	80.1	×	-50.2		3F			水平方向のひび割れが発生し、その後曲げせん断ひび割れとして進展（W3）
		-0.057	-95.6	1-3F				W1
					1-2F			W2
0.053	85.3	-0.057	-95.6				杭	内側に曲げひび割れの発生を確認
0.081	91.3	測定不可（スキャナー）			1-2F			曲げせん断ひび割れが大きく進展し、スラブに至る
		-0.057	-95.6			●		F4
0.102	87.5	測定不可（スキャナー）				●		F1
		-0.057	-95.6			●		F2
0.208	97.6						スラブ	スラブ断面をひび割れが材軸と直交方向に貫通
0.310	95.8	-0.373	-107.4			●		F3
1.118	111				1F			スラブと壁脚の間が大きく開いている事を目視で確認
		-0.931	-112.9		1F			柱脚カバーコンクリート、壁コンクリートの剥離が始まる
				1F				
1.709	107.1	変形未測定部分		1F				カバーコンクリートが剥離し、柱脚の主筋がむき出しになる
変形未測定部分				1F				柱主筋の座屈を確認
				1F				正方向載荷時に柱主筋が全て座屈
				1F				正方向除荷時にカバーコンクリートの剥離が急激に進む
実験終了後					1F			縦補強筋は、北側から1本目が高さ30cm付近で座屈、3本目がスラブ面上で破断、8本目がスラブ面上で破断、16本目が高さ15cm付近で破断していた。
				1F				南側柱の主筋に関しては、東側の2本がスラブ上30cm付近で破断、西側の2本が座屈していた。また、北側柱の主筋についても、4本全て座屈していた。

※1 層間変形角は、曲げ変形角とせん断変形角（原点と測定開始点との線形補正による値）から求めた。

(b) PCW 試験体

正方向		負方向		部材				コメント
1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	柱	壁	基礎梁	その他	
0.012 ※1	27.2	×	-21.2				直交梁	水平方向のひび割れが観測される（面外方向の曲げによるものか？）
0.020 ※1	48.1	×	-56.2		3F			W3
0.054	86.0	-0.014	-85.0	1-2F				W1
0.100	87.7	-0.014	-85.0		1-2F			目地部分から曲げせん断ひび割れが壁の方に進展(W2)
				3F				W1
		測定不可（スキャナー）					スラブ	耐震壁から曲げひび割れが進展
		-0.062	-89.7			●		F1
		-0.221	-94.6			●		F2
0.109	88.7	-0.062	-89.7			●		F4
0.290	96.1	-0.014	-85.0				杭	内側に曲げひび割れの発生を確認
							スラブ	スラブ断面をひび割れが材軸と直交方向に貫通
0.272	96.2	-0.221	-94.6			●		F3
		-0.569	-105.7		1F			目地に圧縮ひび割れの発生を確認
1.321	111.8			1F				脚部に圧縮ひび割れの発生を確認
1.787	107.0	変形未測定部分			1F			縦補強筋の座屈を確認
				1F				脚部のカバーコンクリートの剥離を確認
変形未測定部分				1F				脚部のカバーコンクリートの剥離、主筋の座屈、破断を確認
					1F			
実験終了後					1F			壁縦補強筋は、南側から3本目と4本目が破断していた。
				1F				北側柱の主筋は、4本とも少し座屈していた。南側柱の主筋は、2本が座屈、2本が破断していた。

※1 層間変形角は、曲げ変形角とせん断変形角（原点と測定開始点との線形補正による値）から求めた。

表 4-10 実験において観測された損傷（大型試験体）

(a) MNWL 試験体

正方向		負方向		部材				コメント
1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	柱	壁	基礎梁	その他	
0.011	147.0	0.007	-160.0			●		F1（曲げひび割れ発生、但し、ひび割れは微小で、その後発展も見られない）
		0.007	-156.0			●		F3
							杭	多数の水平ひび割れが発生しているが、面外方向の変形が影響していると思われる
0.011	160.5	0.007	-160.0	1F				W1
0.017	225.0	0.007	-148.6			●		F4
0.052	247.1	0.006	-199.2		1F			W2
		0.001	-225.3			●		杭近傍において、せん断ひび割れや曲げせん断ひび割れが多数発生するのを確認
						●		F2
0.095	284.8	-0.068	-277.2			●		壁脚の曲げせん断ひび割れが基礎梁まで進展(F1-F2)
1.646	357.6			1F				圧縮ひび割れが進展
2.513	370.1			1F				圧壊によるひび割れを確認、しかし、コアコンクリートは健全
実験終了後				1F				カバーコンクリートに圧縮ひび割れは見られるものの、コアコンクリートは健全であり、曲げ圧縮破壊は見られない
					1F			曲げせん断ひび割れの進展により、コンクリートの剥離が見られる
						●		圧縮杭近傍の（曲げ）せん断ひび割れや、引張杭近傍の曲げひび割れ、せん断ひび割れが他のひび割れと比較して卓越する

(b) PCWL 試験体

正方向		負方向		部材				コメント
1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	1F層間変形角 (%)	水平荷重 (kN)	柱	壁	基礎梁	その他	
0.005	139.2	-0.010	-135.0			●		F3
0.005	151.8	-0.011	-152.2	1F				W1
0.007	223.0	-0.025	-200.6		1F			目地部分に曲げせん断ひび割れが発生(W2)
				2F				W1
		-0.035	-227.1			●		F4
		-0.051	-252.5	3F				W1
0.023	254.2	-0.051	-252.5		1F			スラブ境界面上を曲げせん断ひび割れが大きく進展
					2F			目地部分に曲げせん断ひび割れが発生(W2)
		-0.033	-251.0			●		F1
					3F			目地部分に曲げせん断ひび割れが発生(W2)
0.082	271.1	-0.090	-283.6			●		F2
実験終了後				1F				カバーコンクリートに圧縮ひび割れは見られるものの、コアコンクリートは健全であり、曲げ圧縮破壊は見られない
					1F			曲げせん断ひび割れの進展により、コンクリートの剥離が見られる
						●		圧縮杭近傍の（曲げ）せん断ひび割れや、引張杭近傍の曲げひび割れ、せん断ひび割れが他のひび割れと比較して卓越する

4.3.2 ひび割れ分布

図 4-22から図 4-25に、各試験体のひび割れ分布を示す。各試験体とも、曲げひび割れが引張柱に発生し、耐震壁において曲げせん断ひび割れに発展した。2 階および 3 階で発生した曲げせん断ひび割れは、枠梁上面で水平方向のひび割れとなった。その後、小型試験体では、枠梁によってひび割れの進展が抑制され、下層まで伸びたひび割れの本数は数本程度であったが、大型試験体では、多くのひび割れが枠梁を跨いで、下階まで伸びた。この原因としては、大型試験体（想定建物 14F）に比べ、小型試験体（想定建物 20F）の荷重条件が、より曲げが卓越するものであった事が考えられる。ゆえに、大型試験体では、多くの曲げせん断ひび割れが耐震壁全体に発生したのに対し、小型試験体では、1 階下端部分にひび割れが集中している。また、大型試験体では、引張柱と荷重梁の接合部付近から、圧縮柱脚部付近に向かう耐震壁全体を横断するような曲げせん断ひび割れがみられるが、小型試験体では、そのようなひび割れは観測されていない。耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れは、スラブを貫通し、基礎梁下端へと進展した。大型試験体では、これらのひび割れは基礎梁下端縁まで到達したが、小型試験体では、下端縁に至るようなひび割れは観測されなかった。なお、この際、曲げせん断ひび割れは、スラブ幅全体を貫通していた。

小型試験体では、荷重直後に 3 階壁に水平せん断ひび割れが他のひび割れに先んじて発生した。しかし、このひび割れはそれ以後進展せず、耐震壁の挙動には大きく影響していないものと考えられる。大型試験体では、水平せん断ひび割れは観測されなかった。

PCa 目地を有する PCW 試験体及び PCWL 試験体のひび割れ分布に着目すると、目地に沿ったひび割れが多く見られた。PCW 試験体では、パネル側面にしか目地を設置しなかった為、耐震壁パネル部分の損傷が小さく抑えられたが、PCWL 試験体では、パネル上部の目地を介して曲げせん断ひび割れが進展し、パネル内にも多くの曲げせん断ひび割れが発生し、一体打ち壁とは異なった挙動が見られた。

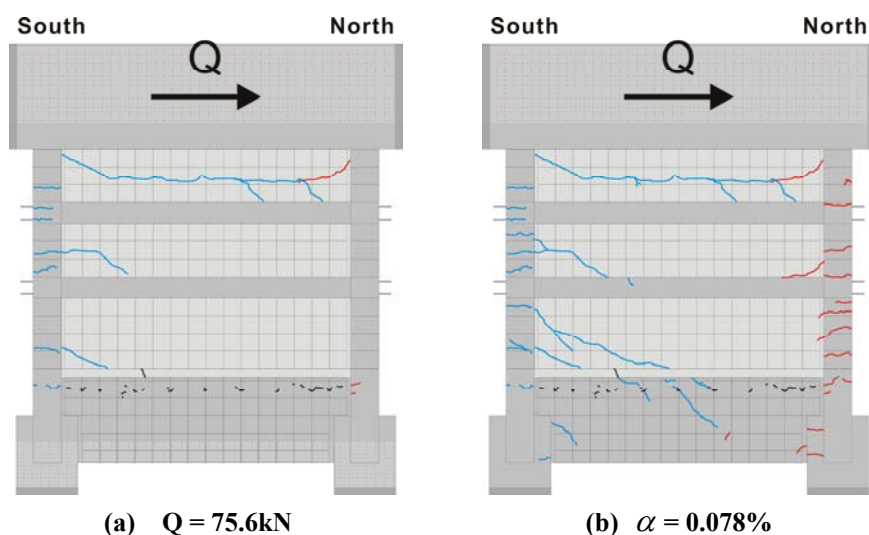
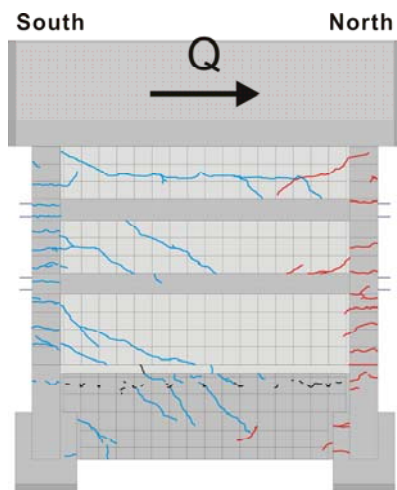
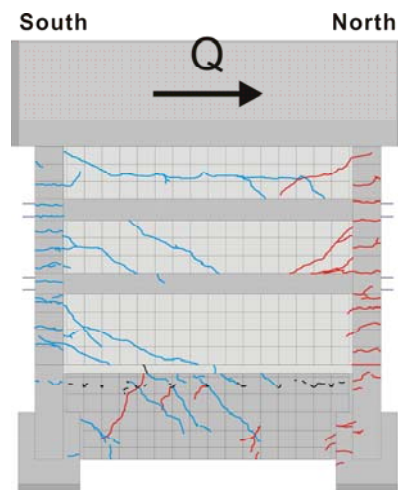


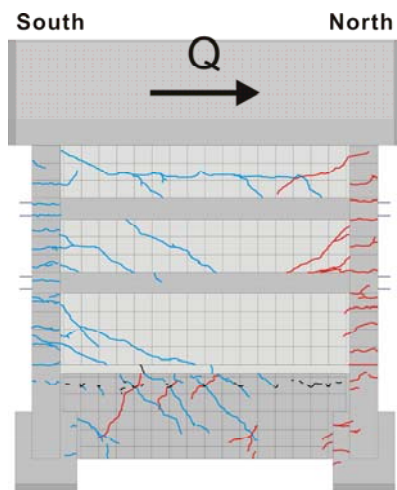
図 4-22 MNW試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



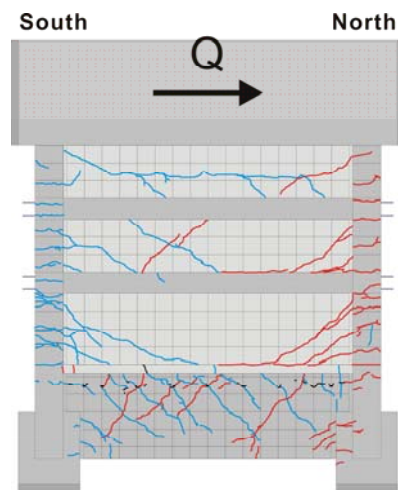
(c) $\alpha = 0.257\%$



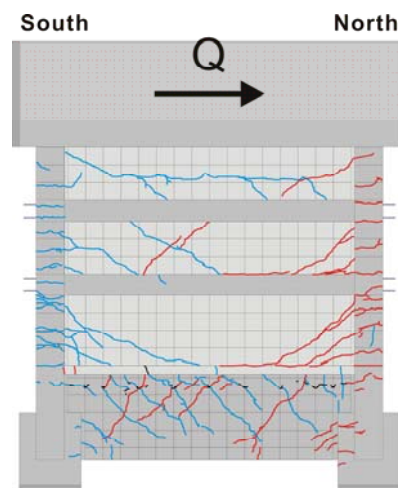
(d) $\alpha = 0.448\%$



(e) $\alpha = 0.671\%$

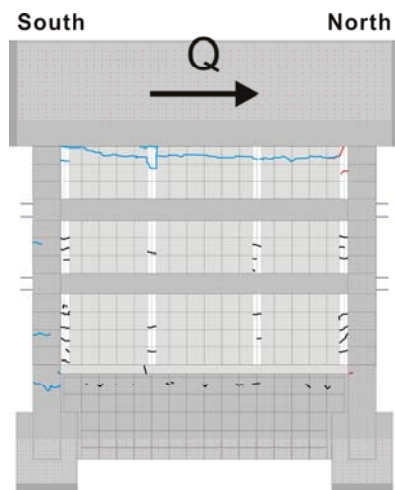


(f) $\alpha = 1.240\%$

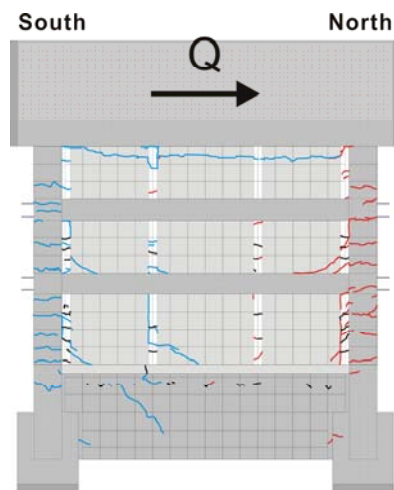


(g) 実験終了後

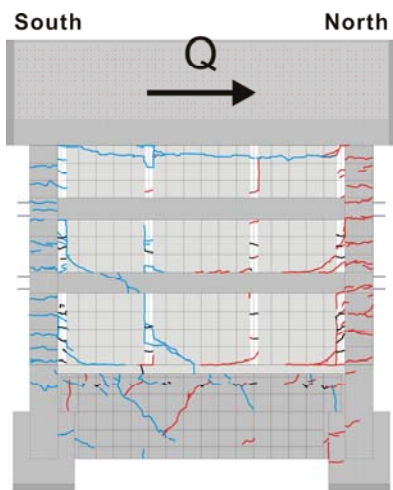
図 4-22 MNW 試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



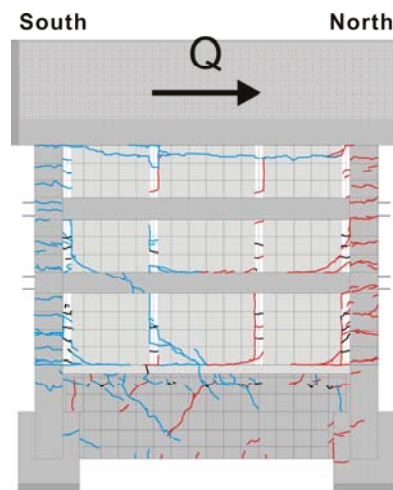
(a) $Q = 58.6\text{kN}$



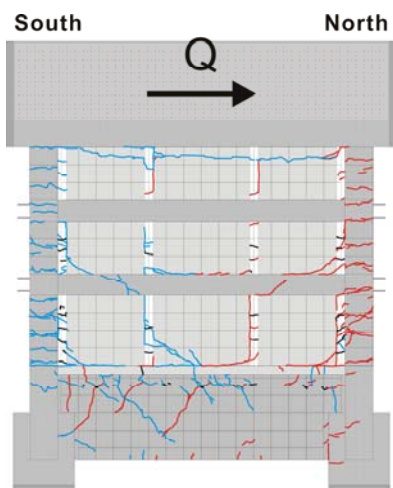
(b) $\alpha = 0.082\%$



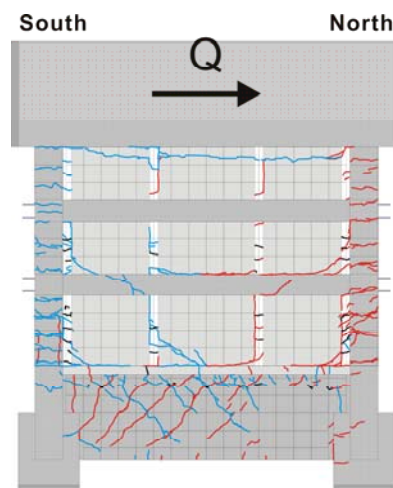
(c) $\alpha = 0.246\%$



(d) $\alpha = 0.443\%$

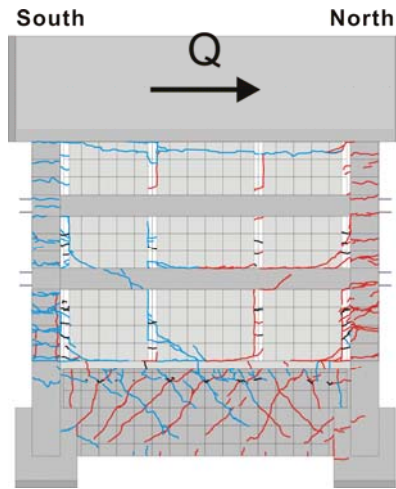


(e) $\alpha = 0.620\%$



(f) $\alpha = 1.264\%$

図 4-23 PCW試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



(g) 荷重終了後

図 4-23 PCW 試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)

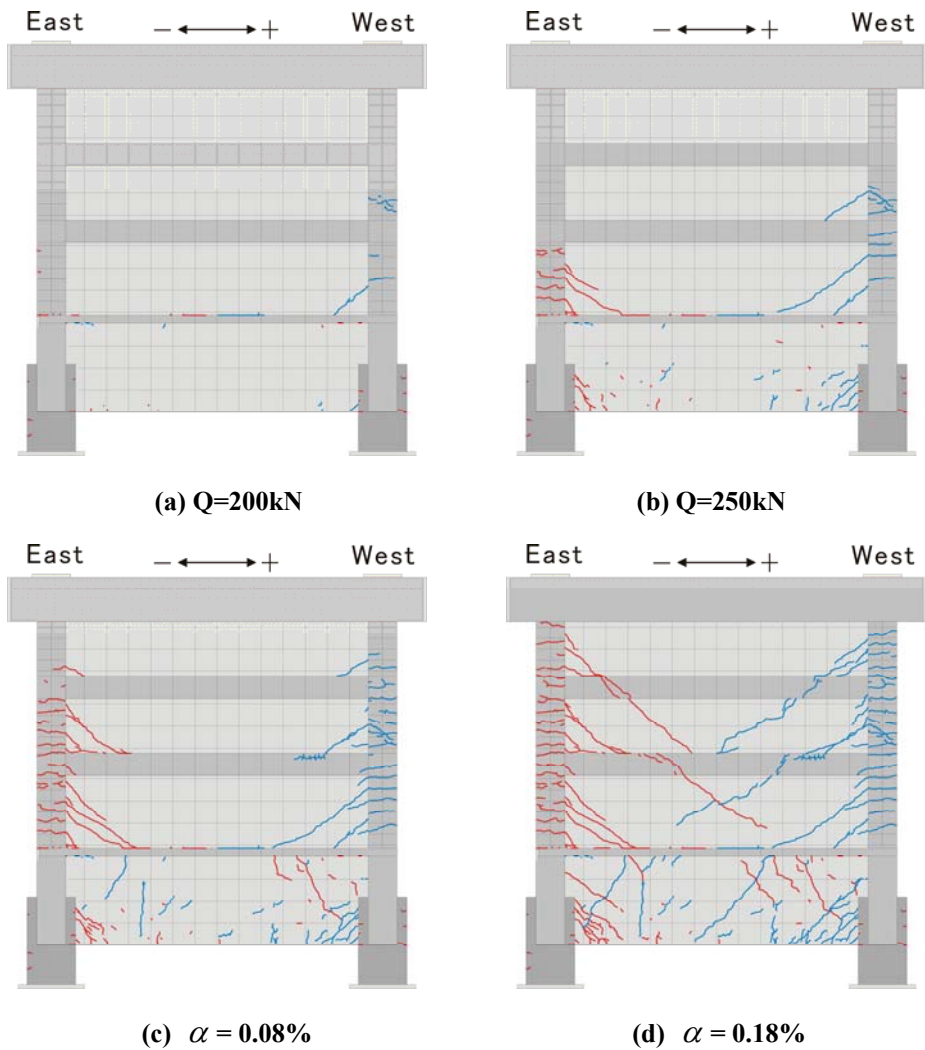
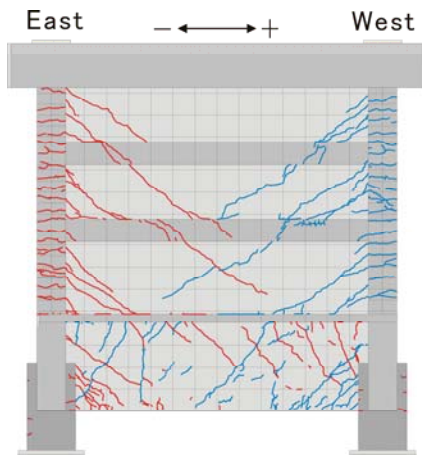
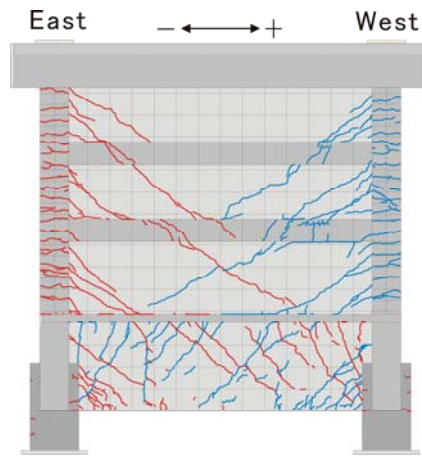


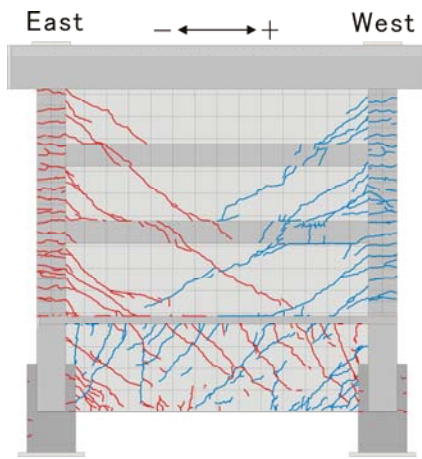
図 4-24 MNWL試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



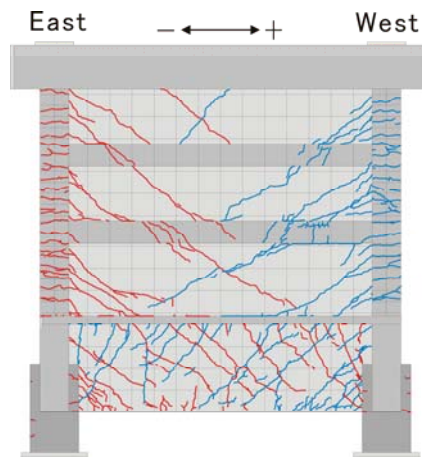
(e) $\alpha = 0.36\%$



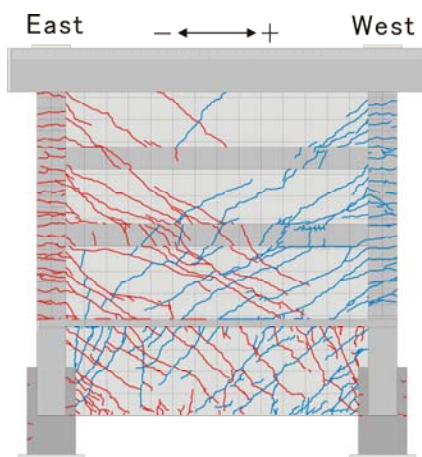
(f) $\alpha = 0.51\%$



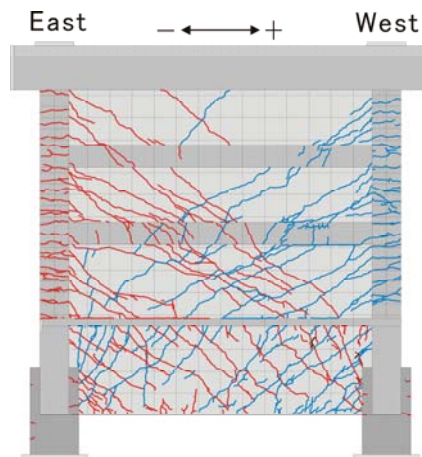
(g) $\alpha = 0.68\%$



(h) $\alpha = 0.84\%$

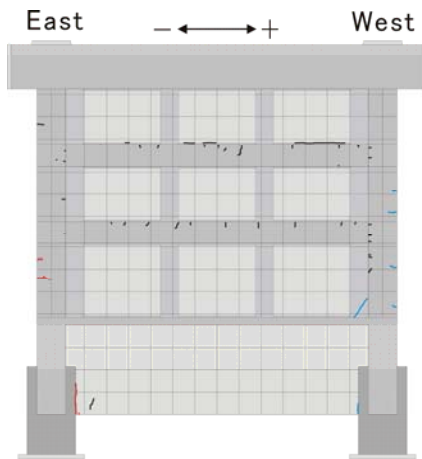


(i) $\alpha = 1.65\%$

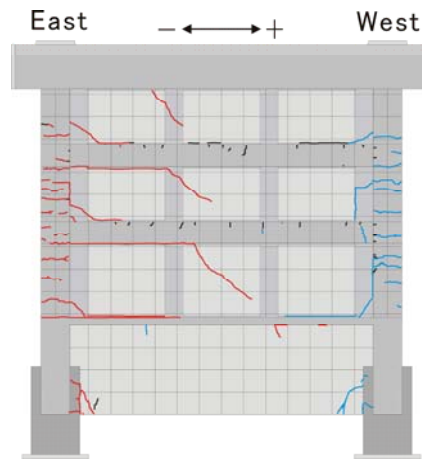


(j) 載荷終了後

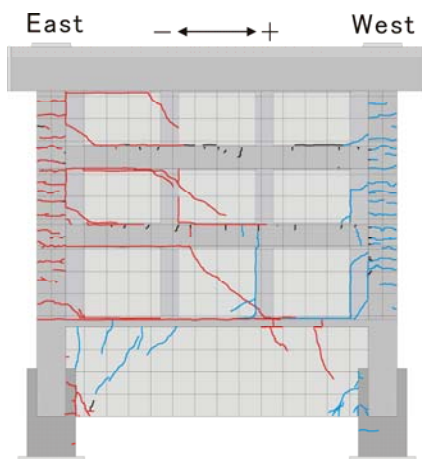
図 4-24 MNWL 試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



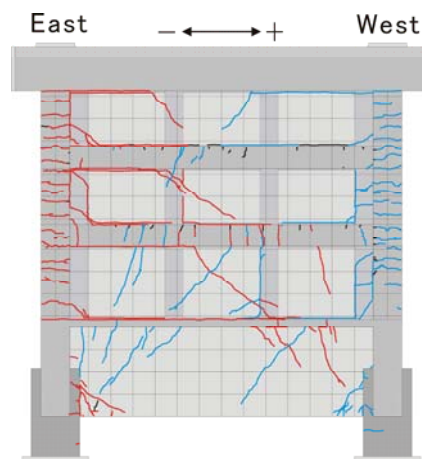
(a) $Q=200\text{kN}$



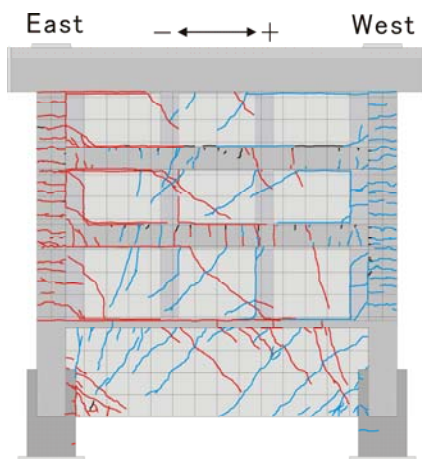
(b) $Q=250\text{kN}$



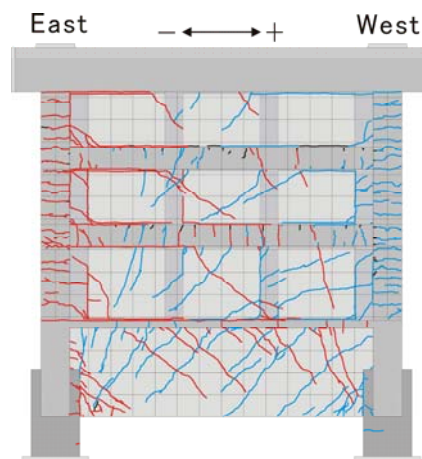
(c) $\alpha = 0.09\%$



(d) $\alpha = 0.17\%$

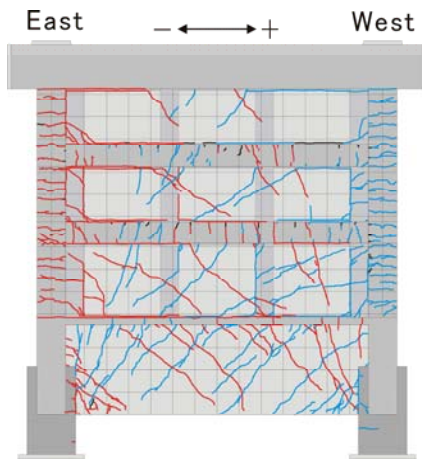


(e) $\alpha = 0.33\%$

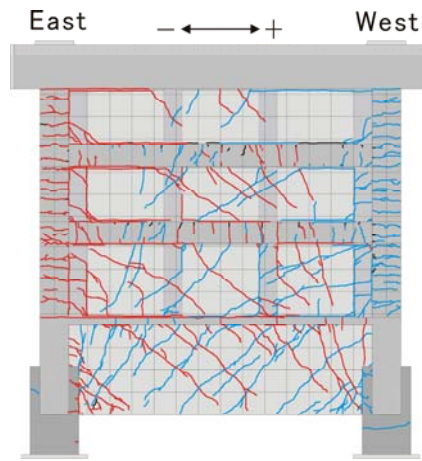


(f) $\alpha = 0.51\%$

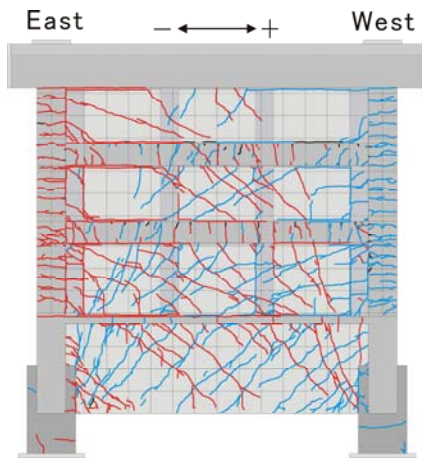
図 4-25 PCWL試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)



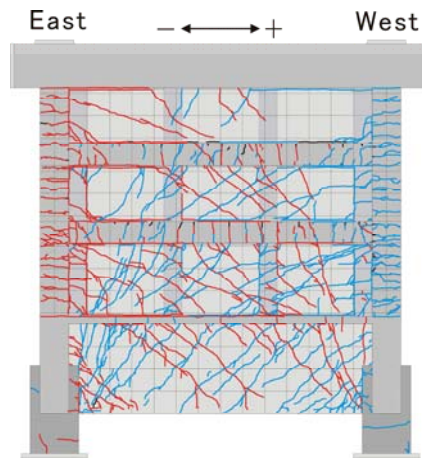
(g) $\alpha = 0.68\%$



(h) $\alpha = 0.82\%$



(i) $\alpha = 1.53\%$



(j) 載荷終了後

図 4-25 PCWL 試験体のひび割れ分布
(Q は水平荷重を、 α は 1F 耐震壁変形角を示す)

4.3.3 各試験体の破壊性状

図 4-26に目視によって確認した小型試験体及び大型試験体の基礎を含めた変形の概要を示す。基礎梁上端筋が降伏した大型試験体では、図 4-26 (a)に示すような耐震壁から圧縮杭の方へ伸びる大きな曲げせん断ひび割れに沿って、基礎梁下端を中心として、耐震壁が回転するようにして変形する様子が見られた。また、圧縮柱における損傷は非常に小さく、圧壊によるカバーコンクリートの剥離等もほとんど確認されなかった。

一方、実験終盤において初めて基礎梁上端筋が降伏した小型試験体に関しては、曲げせん断ひび割れは基礎梁下端まで進展するものの、ひび割れ幅が大きく増大することは無く、剛な基礎梁に支持された耐震壁の曲げ載荷実験と同様に、圧縮柱の圧壊、柱主筋の座屈、破断によって、負担水平荷重が低下した。これらの破壊性状から、基礎梁上端筋の引張耐力や剛性が、耐震壁の履歴や破壊性状に大きな影響を与えている事と考えられる。図 4-28から図 4-31に実験終了時の各試験体の破壊性状に関する写真を示すが、これらの写真からも、図 4-26に示した大型試験体及び小型試験体の破壊形式が確認できる。

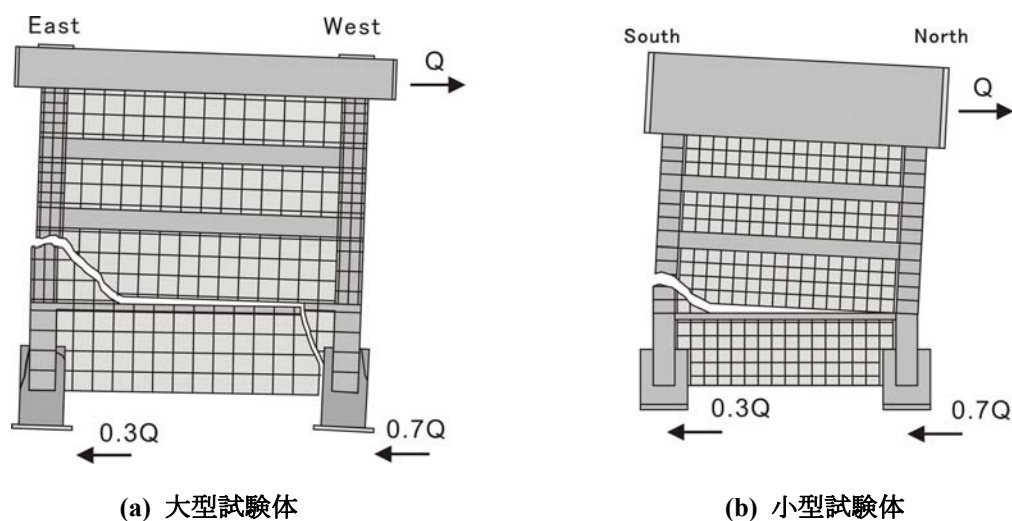
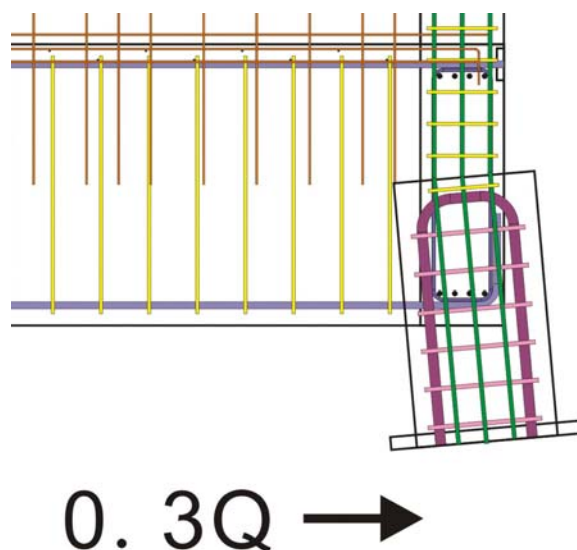


図 4-26 終局時における各試験体の基礎を含めた耐震壁の変形の様子

また、基礎梁下端筋が降伏した大型試験体では、図 4-27(a)に示すように、基礎梁下端部から杭上端部に曲げせん断ひび割れが進展し、直交梁に達している。図 4-27(b)に示すように、このひび割れが開く方向に杭が回転変形すると、杭との危険断面の基礎梁下端筋には大きな伸びが発生する。杭上端部では、パイルキャップを模擬した杭頭内で杭主筋がU字定着される為、この回転変形を抑制することができる鉄筋は、基礎梁下端筋と柱主筋、直交梁せん断補強筋のみとなる。ゆえに、杭の回転変形に対して、最も効果的に抵抗する事が期待される基礎梁下端筋が降伏すると、杭の回転変形が急激に進行する事になる。



(a) MNWL 試験体の損傷状況 (1F 耐震壁変形角 4.0%) (b) MNWL 試験体の杭頭配筋と回転変形
図 4-27 MNWL 試験体の引張杭、杭頭部の回転変形



(a) 写真 1



(b) 写真 2



(c) 写真 3



(d) 写真 4

図 4-28 MNW 写真

写真 1 : 1F 耐震壁変形角 2.3%時 (推定) の試験体 MNW の全体図 (西面)

壁脚の離間により裏側が透けて見える。

写真 2 : 実験終了後の試験体 MNW の南側柱及び壁 1 階部分 (東側)

壁脚の離間により壁縦補強筋が見える。座屈しているものもあった。

写真 3 : 実験終了後剥離したコアコンクリートを除去した試験体 MNW の南側柱 1 階部分柱主筋

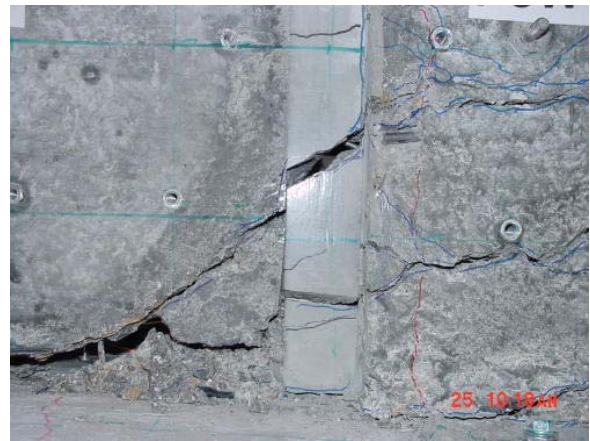
座屈・破断が確認できる。

写真 4 : 実験終了後剥離したコンクリートを除去した試験体 MNW の南側柱及び壁 1 階部分 (東側)

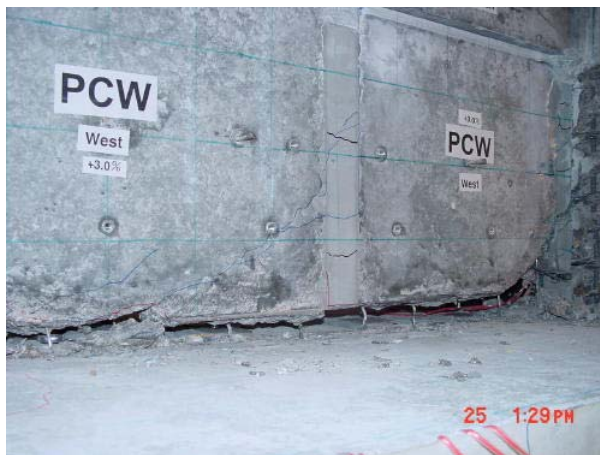
柱主筋および壁縦補強筋の座屈・破断が確認できる。



(a) 写真 1



(b) 写真 2



(c) 写真 3



(d) 写真 4

図 4-29 PCW 写真

写真 1 : 1F 耐震壁変形角 3.1%時 (推定) の試験体 PCW の全体図 (西面)

壁脚の離間により裏側が透けて見える。

写真 2 : 実験終了後の試験体 PCW の南側柱及び壁 1 階部分 (西側)

側注と耐震壁の間の目地部分において僅かであるがずれが生じている事が確認できる。

写真 3 : 実験終了後の試験体 PCW の壁 1 階中央南側部分 (西側)

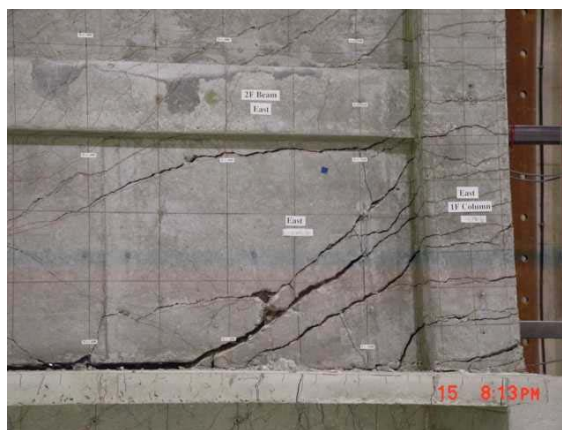
基礎梁上端面に沿って、壁脚の離間が起こっている。壁縦補強筋の座屈が確認できる。

写真 4 : 実験終了後コンクリートを除去した試験体 PCW の南側柱及び壁 1 階部分 (西側)

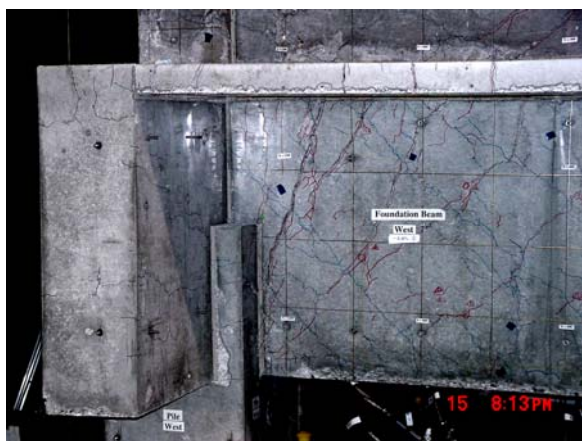
柱主筋および壁縦補強筋の座屈が確認できる。



(a) 写真 1



(b) 写真 2



(c) 写真 3



(d) 写真 4

図 4-30 MNWL 写真

写真 1 : 1F 耐震壁変形角 4.0%時の試験体の全体図 (南面)

耐震壁から壁脚を伝って、基礎梁下端まで曲げせん断ひび割れが進展している様子が確認できる。

写真 2 : 1F 耐震壁変形角 4.0%時の東側柱及び壁 1 階部分 (南面)

壁脚の浮き上がりにより裏側が透けて見える。1F 柱の曲げひび割れ及び耐震壁の曲げせん断ひび割れが大きく開いている。

写真 3 : 実験終了後の西側基礎梁 (南面)

写真 4 : 実験終了後の東側基礎梁 (南面)

多くのせん断ひび割れ及び曲げせん断ひび割れが基礎梁上に確認できる。



(a) 写真 1



(b) 写真 2

図 4-31 PCWL 写真

写真 1 : 実験終了後の試験体の全体図 (南面)

写真 2 : 実験終了後の 1F 耐震壁、基礎梁及び杭 (南面)

耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れが基礎梁の方まで進展している様子が分かる。特に、圧縮側杭付近で、ひび割れ幅が大きくなっている。

4. 4. 各部材のひずみから推定される試験体の挙動

本実験では、耐震壁や基礎梁、杭の鉄筋にひずみゲージを添付し、ひずみ値の測定を行っている。また、変位計により各部材の伸び縮みの計測も行っており、これらの情報から、耐震壁の離間挙動に着目した水平力抵抗機構を解明する事になる。特に基礎梁主筋及びせん断補強筋のひずみに関しては、耐震壁から基礎梁、杭へと伝達される水平力の伝達経路を推測する上で非常に重要な情報である。ひずみ分布を用いた考察結果を以下に示す。ここでは、正方向載荷時におけるひずみ分布のみを示すが、負方向載荷時においても、正方向載荷時と同じ傾向を示すひずみ分布が得られている。なお、ひずみに関しては、引張ひずみを正、圧縮ひずみを負として取り扱っている。いずれの試験体に関しても、計 3 点のサイクル点における測定値をプロットしている。検証点(a)は、耐震壁の引張柱主筋が降伏した点、または、降伏直後の点とした。また検証点(c)に関しては、本研究で、対象とする 1F耐震壁変形角の範囲を考えて設定した。本研究では、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[4.1]の耐震壁フレーム構造の終局限界角である 1.0%程度までを検証対象とした。大型試験体に関しては、本節で特に注目する基礎梁主筋の降伏が早期に見られ、鉄筋の塑性化が進むほど、その性状を把握するのが難しくなる為、変形角 0.80%程度までを検証対象とした。また、小型試験体に関しては、耐震壁大変形時において、初めて基礎梁主筋の降伏が起こる為、変形角 1.2%程度までを対象とした。以下に、サイクル点をまとめて示す。また、MNW試験体及びMNWL試験体に関しては、本節以降で行う数値解析の検証点としてもこれらの点を利用する。

表 4-11 各試験体の検証点

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)
MNW	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7
PCW	(a)	0.044	0.056	0.100	87.7
	(b)	0.196	0.293	0.489	104.0
	(c)	0.524	0.797	1.321	111.8
MNWL	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3
PCWL	(a)	0.034	0.135	0.170	314.3
	(b)	0.077	0.436	0.513	344.2
	(c)	0.135	0.715	0.849	351.3

4.4.1 耐震壁縦方向せん断補強筋のひずみ分布

ひずみゲージの取り付け位置を図 4-33に示す。また、図 4-32に壁縦補強筋に添付したひずみゲージの測定値をプロットしたものを示す。横軸は基礎梁材軸上の位置を、縦軸は補強筋のひずみを表している。载荷方向は図に示す通りであり、ひずみゲージによる計測結果は、引張柱主筋降伏を境に、多くの壁縦補強筋が降伏に至る為、得られたひずみにはばらつきが大きく、傾向を判断しづらい。そこで、基礎梁上端縁から 100mmの範囲における鉛直変位量から算定した壁脚の離間ひずみに関しても、別途図 4-34に示す。耐震壁の変形が大きくなるにつれ、耐震壁脚部の離間が進んでいく事が分かるが、引張柱脚部よりも、少し内側の壁脚の方が、離間量が大きくなっている事が分かる。また、小型試験体では、離間ひずみ量はほぼ等しくなっている事が分かるが、大型試験体に関しては、MNWL試験体と比べ、PCWL試験体の離間ひずみ量が非常に小さくなっている。これは、4.1.4 で述べたように、PCWL試験体では、PCa目地によって耐震壁のせん断剛性が低くなり、MNWL試験体よりも曲げ変形の割合が小さくなっている事が原因である。なお、鉄筋ひずみよりも、変位計から求めた離間ひずみの方が全体的に大きな引張ひずみを得られているが、これは、離間ひずみには、基礎からの鉄筋の抜け出しによる伸び分が含まれている事が原因であると考えられる。

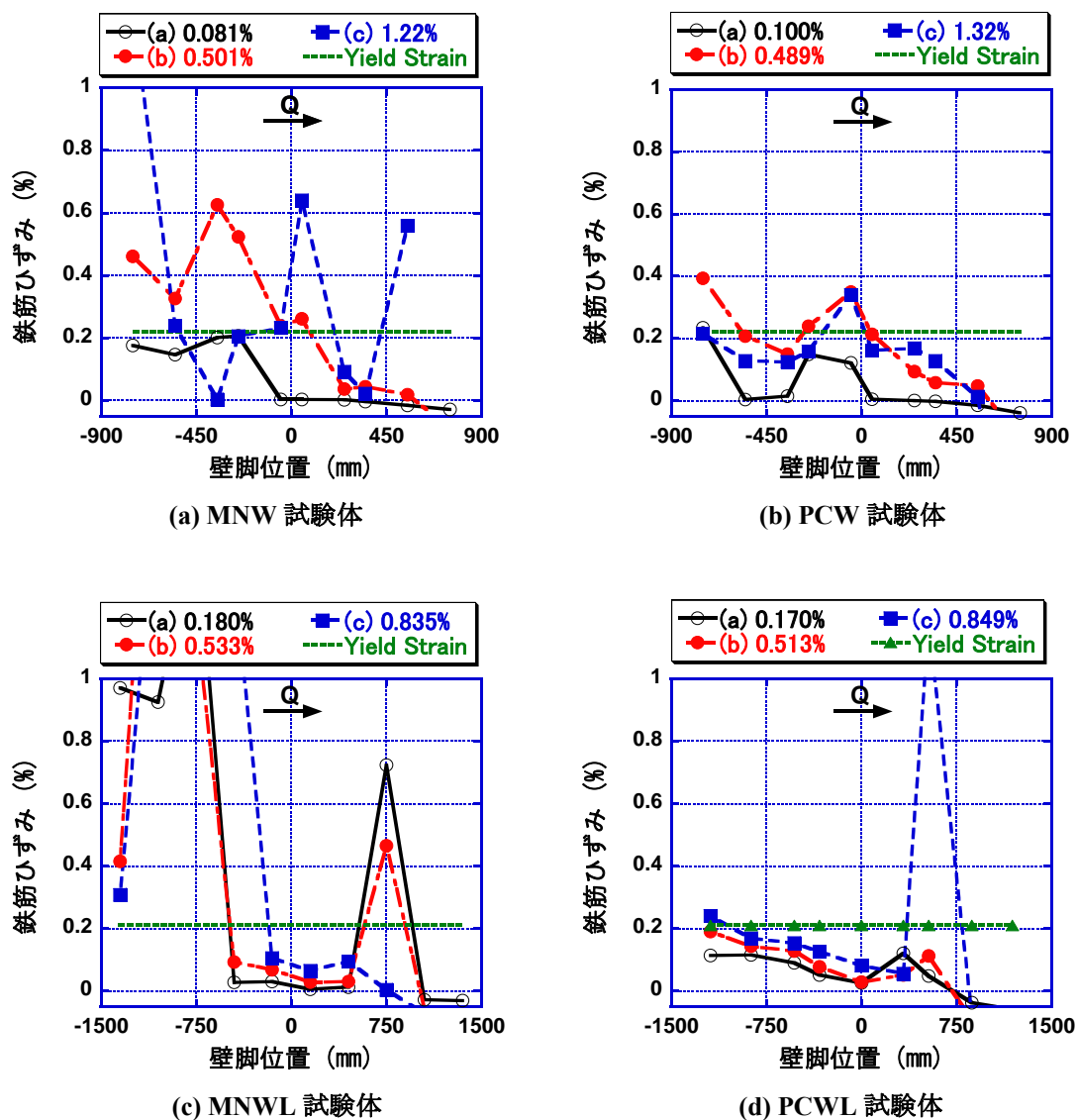
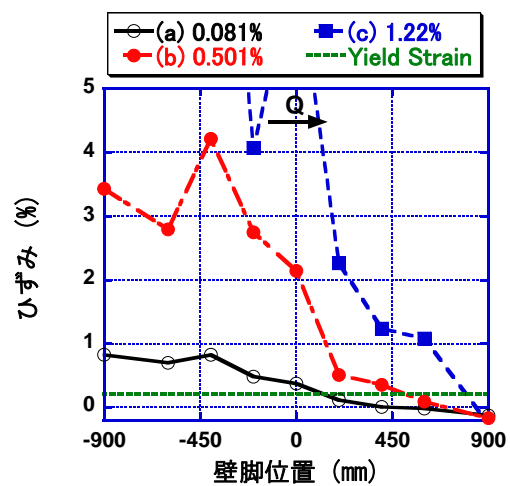
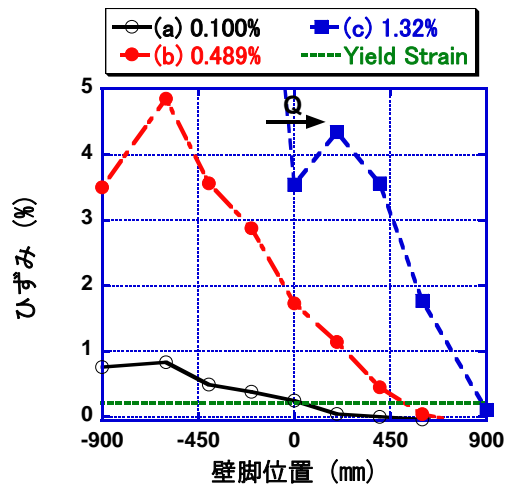


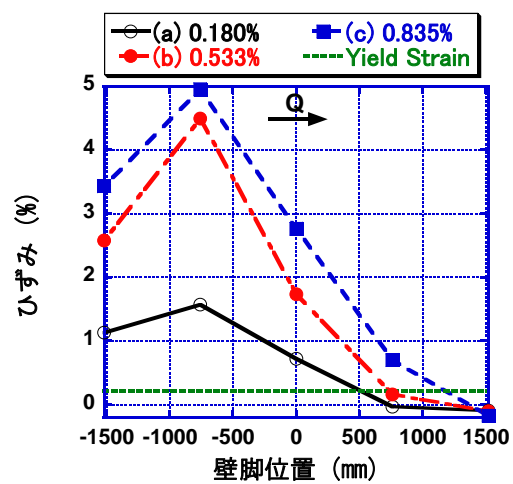
図 4-32 壁縦補強筋のひずみ分布 (ひずみゲージ)



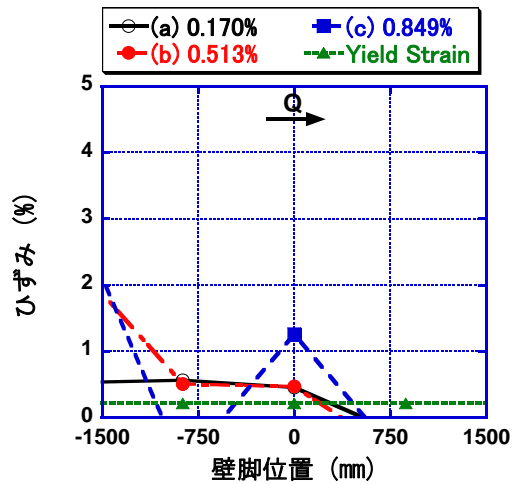
(a) MNW 試験体



(b) PCW 試験体



(c) MNWL 試験体



(d) PCWL 試験体

図 4-34 耐震壁脚部における離間ひずみの分布 (変位計)

4.4.2 耐震壁横方向せん断補強筋のひずみ分布

図 4-35に耐震壁脚部に設置した 1 本の壁横補強筋のひずみ分布を示す。ひずみゲージ添付位置は図 4-33に示すが、PCWL試験体では、壁脚近傍の横方向補強筋にひずみゲージを添付していない為、壁横補強筋のひずみ分布は無い。

壁横補強筋は、引張柱近傍においてそのひずみ量が最大となる。一方、壁横補強筋と平行に配筋される基礎梁上端筋に関しては、4.4.5 に結果を示すが、圧縮柱近傍においてそのひずみ量が最大となる。この原因については、耐震壁から基礎梁へと進展する曲げせん断ひび割れの分布状況から明らかになる。引張柱に発生した曲げひび割れは、曲げせん断ひび割れとして耐震壁脚部に向かう際、引張柱近傍で、壁横補強筋を跨ぐ為、壁横補強筋には引張ひずみが生じる。一方、壁脚に達した曲げせん断ひび割れは、壁脚に沿って進み、最終的に基礎梁下端に向けて伸びる。この際、圧縮柱近傍において、基礎梁上端筋を跨ぐ為、壁横補強筋と同様に、基礎梁上端筋にも引張ひずみが生じる。ゆえに、引張ひずみが集中する箇所は、曲げせん断ひび割れがその鉄筋を跨ぐ位置によって異なってくる。

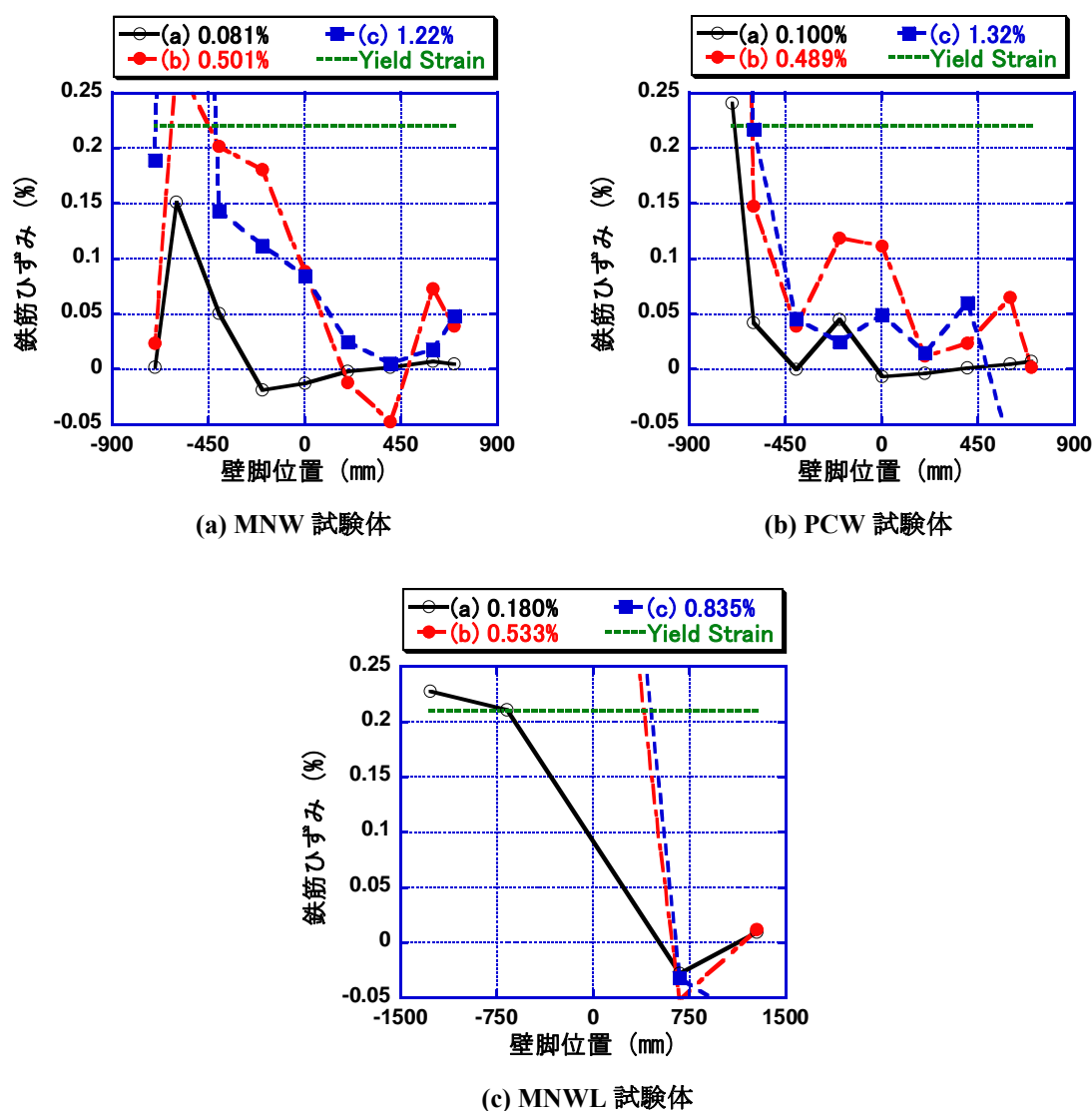


図 4-35 壁横方向補強筋のひずみ分布

4.4.3 引張柱のひずみ分布

図 4-36に、変位計から求めた 1F及び 2F引張柱の平均ひずみを示す。引張柱主筋のひずみは、ひずみゲージでも測定したが、4.1.8 で示したように、一部の試験体で、ひずみゲージで測定した引張柱脚部の局所的なひずみが、変位計による 1F引張柱の平均ひずみ値を大きく下回っていた。ゆえに、ひずみゲージの測定値は、柱の伸びを正確に表しておらず、実験結果の考察には用いなかった。この原因としては、コンクリートのテンションスティフニング作用が考えられる。ひび割れから離れた箇所では、コンクリートと鉄筋の付着が良好であり、コンクリートが鉄筋の負担する引張力の一部を受け持つ為、鉄筋の見かけの引張剛性が増大する。その結果、ひび割れから離れた箇所では、観測されるひずみ値が小さくなる。ゆえに、本実験試験体では、ひずみゲージを添付した位置で大きなひび割れが発生せず、コンクリートとの付着関係が良好であった為、ひずみ値が思うように増大しなかったものと考えられる。いずれの試験体に関しても、2F枠梁によって、2F以降の曲げせん断ひび割れの進展が抑制された事で、1F耐震壁に曲げせん断ひび割れが集中し、その結果、1F引張柱に伸びが集中したものと考えられる。

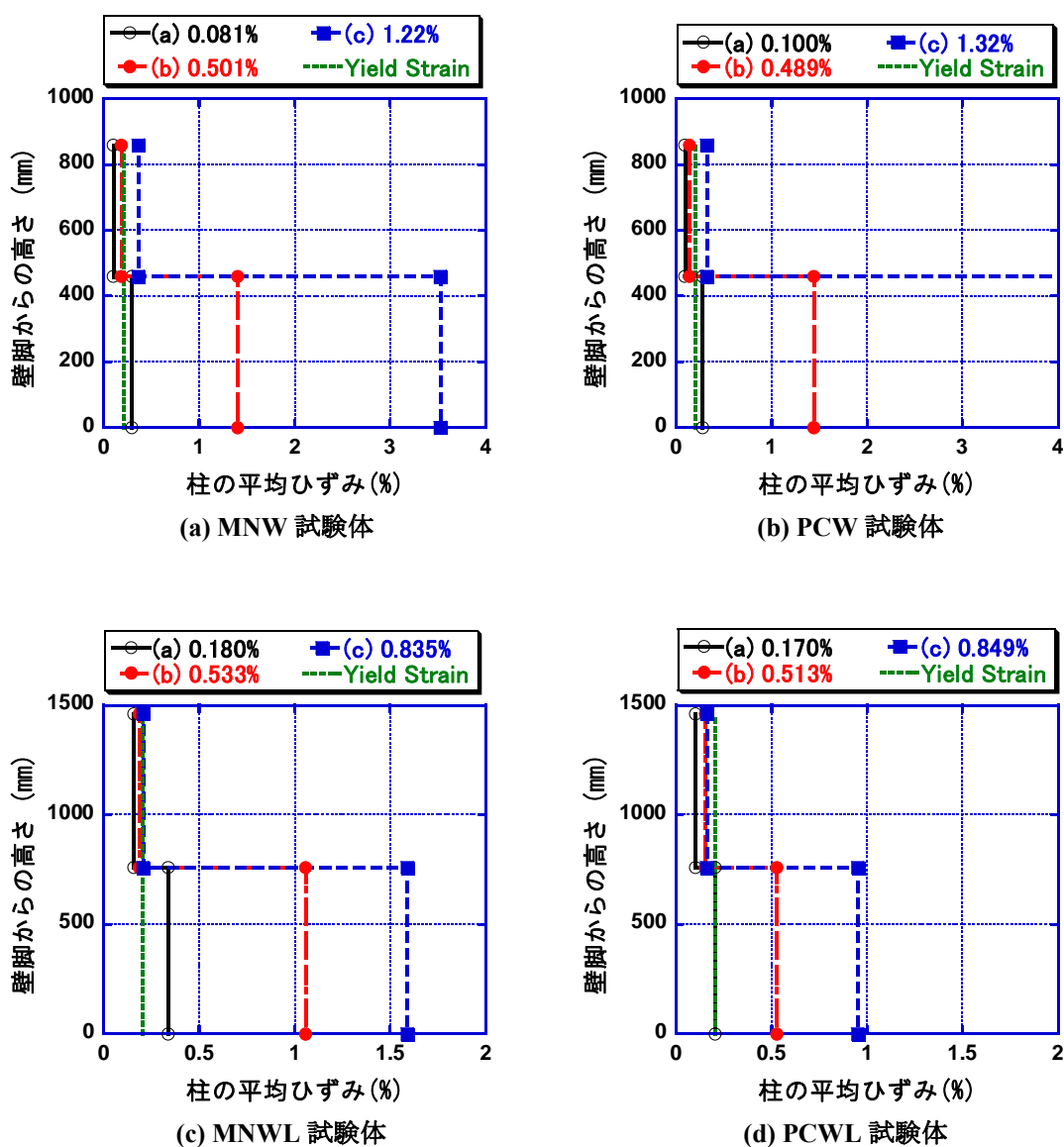


図 4-36 1F 及び 2F 引張柱のひずみ

4.4.4 基礎梁せん断補強筋

図 4-38に基礎梁せん断補強筋のひずみ分布を示す。なお、せん断補強筋に添付したひずみゲージの位置に関しては、図 4-37に示す。各試験体のひずみ分布を見ると、基礎梁端部もしくはスパン中心付近におけるひずみが大きくなっている。せん断補強筋のひずみが大きい箇所は、コンクリートストラット、せん断補強筋及び基礎梁主筋によって形成されるトラス機構の起点になっているものと考えられる。

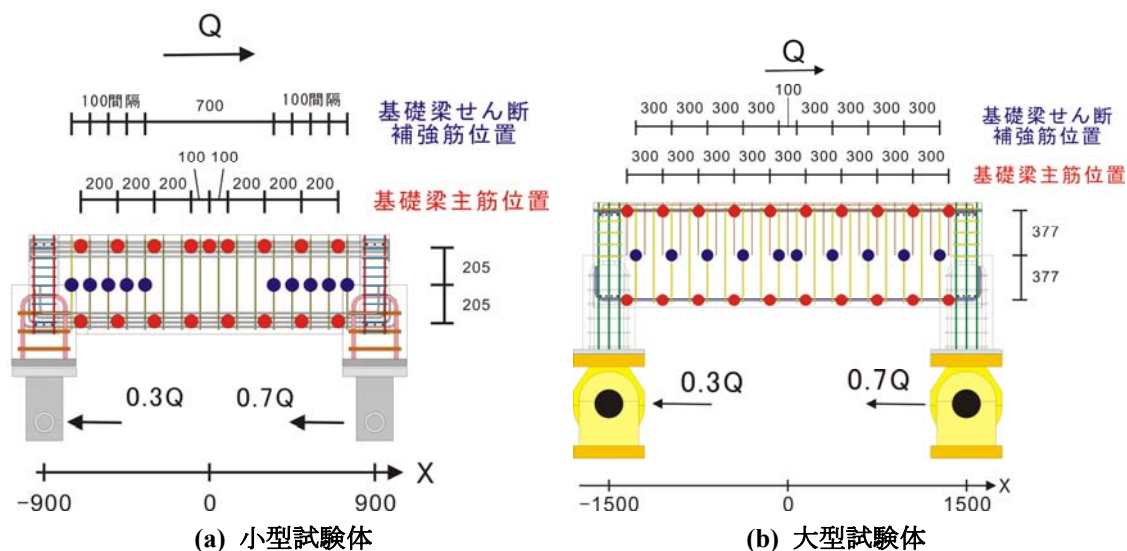


図 4-37 基礎梁主筋、せん断補強筋の歪ゲージ添付位置 (単位: mm)

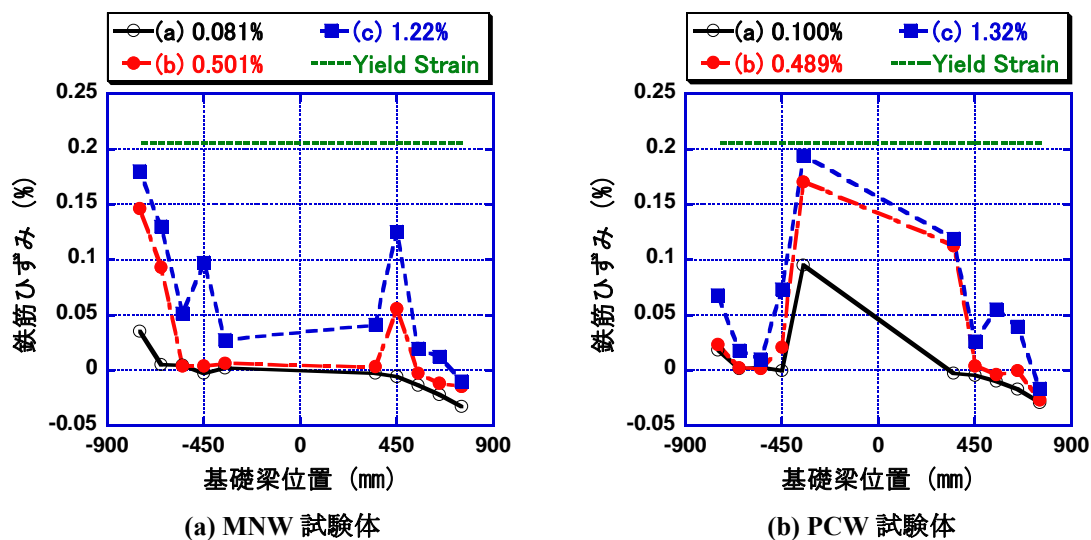


図 4-38 基礎梁せん断補強筋のひずみ分布

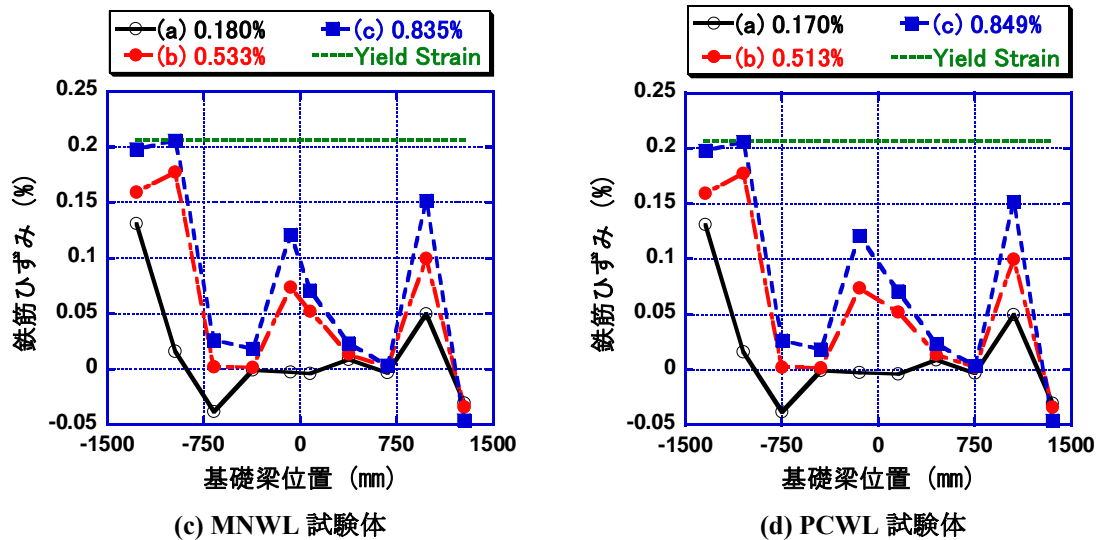


図 4-38 基礎梁せん断補強筋のひずみ分布

4.4.5 基礎梁主筋のひずみ分布

図 4-39及び図 4-40に、基礎梁主筋位置に貼付したゲージから得られた歪分布の推移を示す。図 4-37に基礎梁主筋のひずみゲージの添付位置を、また、図 4-42に基礎梁断面を示す。図 4-37及び図 4-42から明らかなように、小型試験体は 8-D10 の四段配筋となっており、ひずみゲージは、外縁に最も近い主筋と外縁から 3 段目の鉄筋に添付している。ここでは、1 段目と 3 段目のひずみを平均化したものを基礎梁主筋のひずみとして取り扱う。以下に本実験における上端筋の挙動に関して示す。

まず、設計時に想定していたモーメント分布（杭からの曲げ戻しモーメント）と基礎梁の損傷（ひずみ）とが対応していない事が分かる。杭からの曲げ戻しモーメントが最大となるのは、圧縮杭側の直交梁内縁であるが、実際に最大ひずみが観測されるのは、直交梁内縁よりももう少し基礎梁中心よりである。また、最大ひずみ点を中心として、スパン全体に渡って、引張ひずみが分布している事が分かるが、杭からの曲げ戻しモーメントだけが作用している状態でこのようなひずみ分布が得られるとは考えにくい。ゆえに、設計でも考慮される引張軸力や、耐震壁から伝達される力も考慮しなければ、基礎梁上端筋の応力状態は説明できない。また、一般的に設計時に想定した杭からの曲げ戻しモーメント分布を用いて、基礎梁スパン中心位置付近では、基礎梁主筋のカットオフが行われる事があるが、スパン中心位置においても、圧縮杭近傍と匹敵する大きさのひずみ分布が得られている事を考えると、カットオフ部分に変形が集中する可能性があり、検討が必要であると考えられる。

耐震壁降伏後、耐震壁の負担水平荷重はほぼ横ばいとなる為、杭からの曲げ戻しモーメントの大きさはほとんど変化しないものと考えられるが、基礎梁上端筋の引張ひずみが耐震壁の変形に応じて増大している点も興味深い。本実験では、特に耐震壁の曲げ変形によって、このように基礎梁のひずみ分布が推移するものと仮定する。詳しくは 4.5 で説明するが、耐震壁引張柱主筋が降伏し、脚部の離間が進むと、耐震壁の中立軸位置が圧縮柱側に移動し、耐震壁の曲げ圧縮域は徐々に狭くなり、引張降伏する壁縦補強筋の本数は増大していく。その結果、耐震壁の曲げ変形が進むにつれ、基礎梁を引き上げる方向に作用するモーメントの寄与が大きくなるものと考えられる。また、壁脚において水平せん断力が伝達される領域も徐々に圧縮柱側に推移し、減少する事が容易に想像される。このように基礎梁に作用する外力分布が耐震壁の曲げ変形に応じて推移する事によって、基礎梁主筋のひずみ分布も変化しているものと思われる。

3章では、既往の算定法に基づいて、基礎梁の曲げ設計を行った。基礎梁の曲げ耐力及び壁脚曲げ降伏時に基礎梁に作用するモーメントを既往の算定式に基づいて計算したところ、小型試験体の安全率は2.2倍程度、大型試験体の安全率は0.80倍であった。ゆえに、大型試験体に関しては、基礎梁上端筋が降伏する事は自然であるが、小型試験体に関しても基礎梁上端筋は降伏に至っており、既往の評価法では、基礎梁の応力状態を類推できていない。下端筋に関しては、引張杭近傍において、応力が集中しているものと考えられ、その結果、大型試験体に関しては、降伏に至っている。しかしながら、3章において、基礎梁下端筋は、杭からの曲げ戻しモーメントに対して、小型試験体で5.0倍、大型試験体で1.7倍の安全率を与え、降伏しないような設計とした。ゆえに、本試験体においては、設計時の想定を大幅に上回る引張力が基礎梁下端筋に作用した事になる。引張杭近傍においては、平面保持の仮定に基づいて考えると、本来、圧縮筋として働くべき上端筋にも引張力が作用している。ゆえに、引張杭近傍における応力伝達メカニズムに関しては、平面保持仮定では説明できず、別途評価法を考える必要があると思われる。

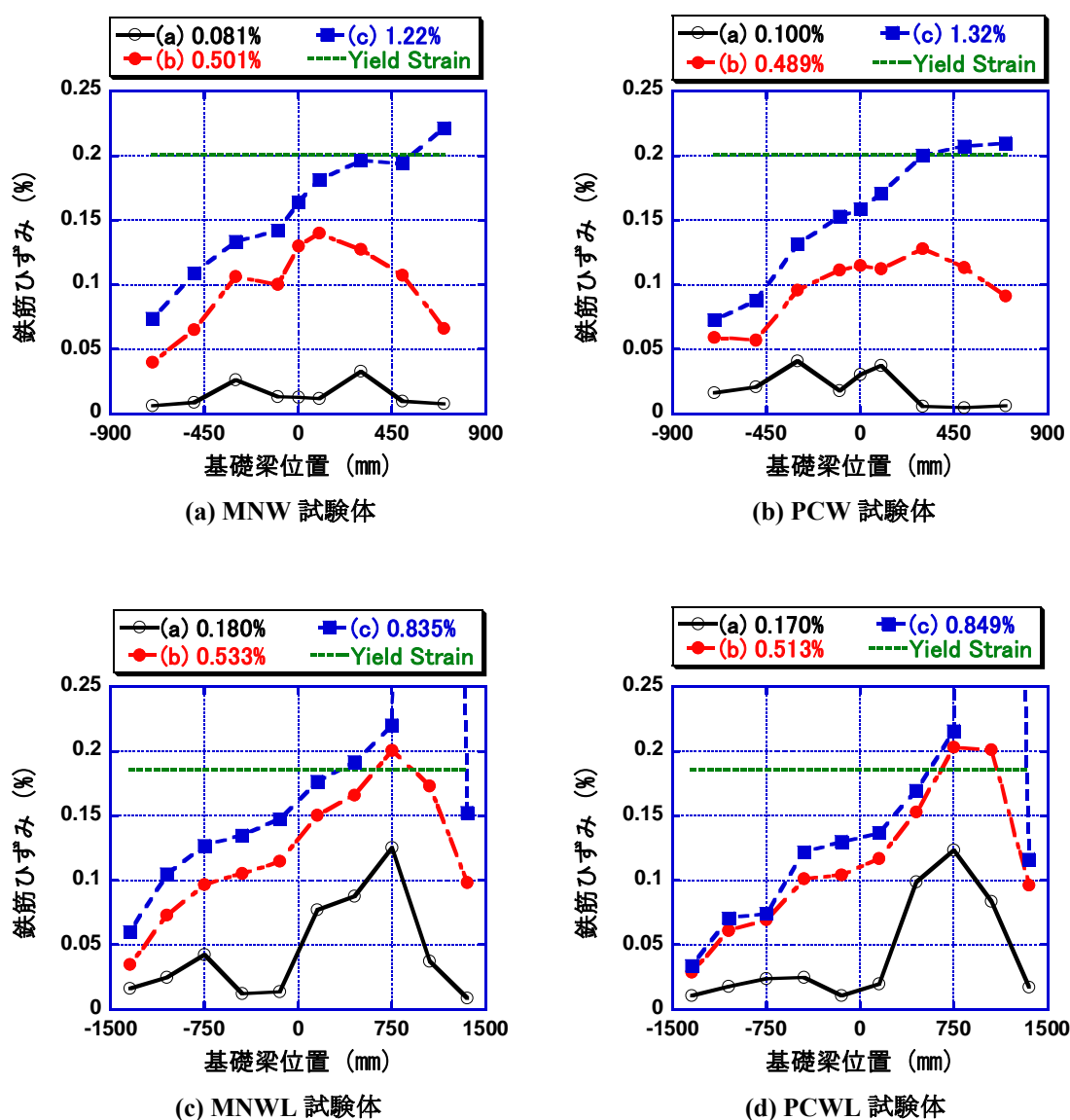


図 4-39 基礎梁上端筋のひずみ分布

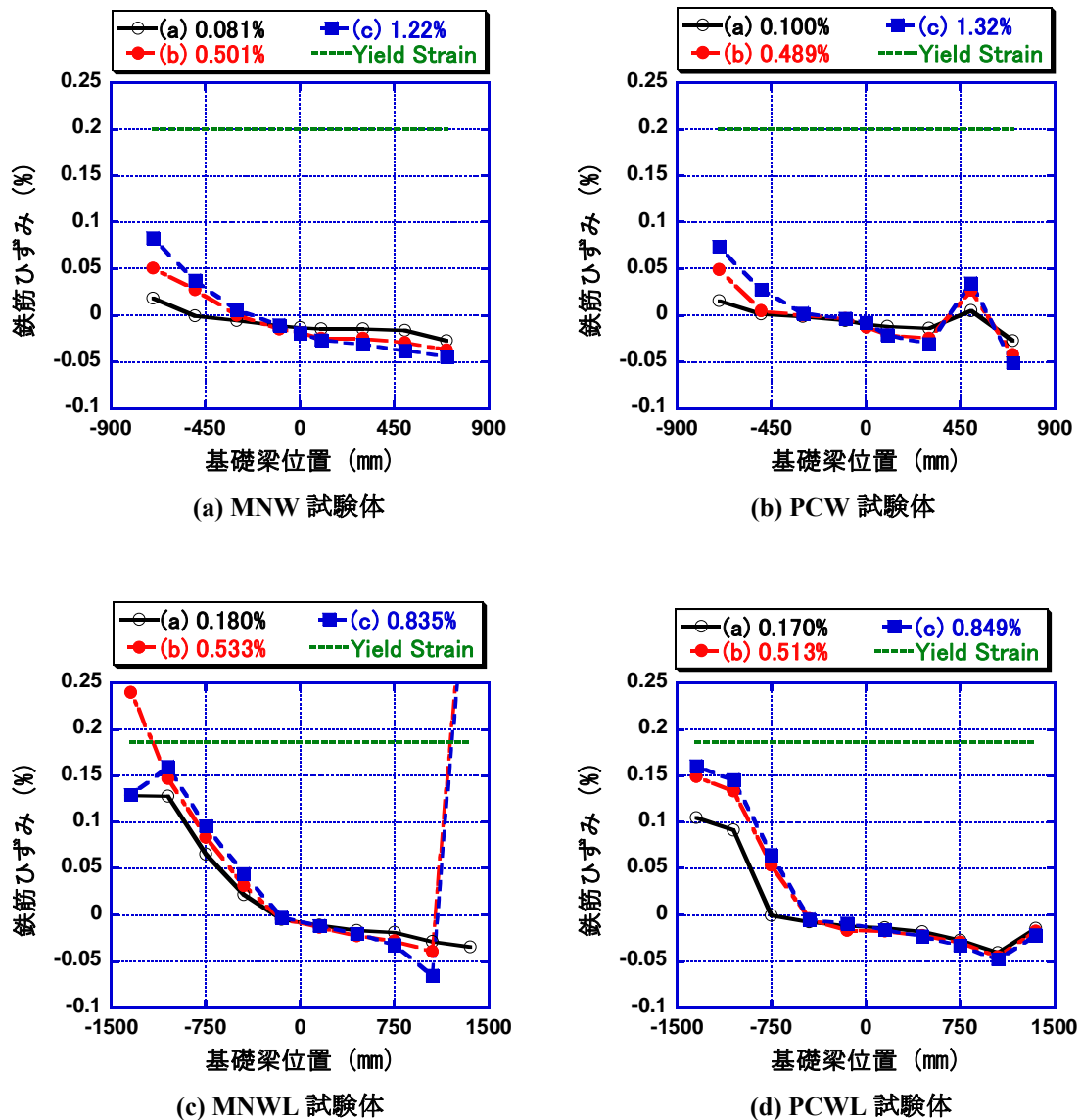


図 4-40 基礎梁下端筋のひずみ分布

最後にPCa壁を設置する事で、基礎梁上端筋のひずみ分布が受ける影響に関して検討する。小型試験体に関しては、両試験体とも、耐震壁は水平荷重に対して同様の履歴曲線を描いており、耐震壁の変形に対する基礎梁上端筋ひずみの推移もほぼ等しいものとなった。一方、大型試験体に関しては、PCa壁の水平目地を新たに設置する事で、耐震壁のせん断剛性が低下した。そこで、1F耐震壁曲げ変形角に関して、基礎梁上端筋のひずみをプロットしたものを図 4-41に示す。その結果、同一の耐震壁曲げ変形角を与えた場合、MNWL試験体と比べてPCWL試験体の方が、基礎梁上端筋のひずみが全体的に大きくなっている事が確認された。この挙動に関しては、6章で改めて検討する。

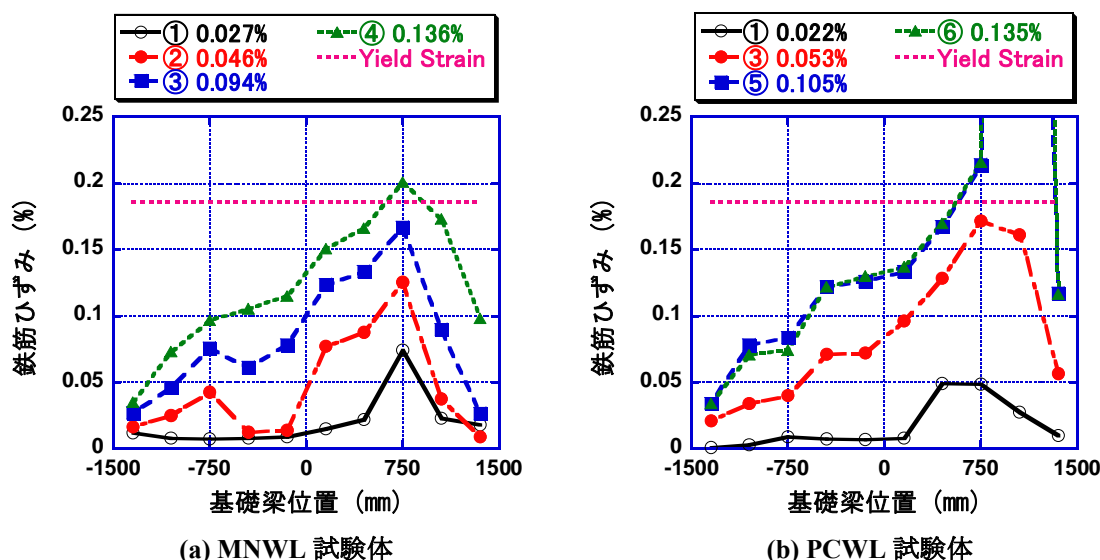


図 4-41 基礎梁上端筋のひずみ分布 [プロット点の 1F 耐震壁曲げ変形角を上部に示す]

4. 4. 6 スラブ筋と基礎梁上端筋の歪分布の比較

本節では、実験結果からスラブの有効幅を算出する事を目的とし、基礎梁断面内において、スラブ筋とほぼ同じ高さに位置している基礎梁上端筋のひずみとスラブ筋のひずみを比較する事で、スラブ筋が引張鉄筋として有効に働いているかどうかを確認した。基礎梁主筋（ここでは、スラブ筋に最も近い上端筋）とスラブ筋の歪分布の関係を示す。X軸が基礎梁材軸方向の位置、Y軸が基礎梁材軸に対して直交方向の位置、Z軸が各鉄筋のひずみ分布（引張が正）を表している。小型試験体では、基礎梁主筋は 8-D10、スラブ筋は 8-φ4 となっている。また、大型試験体では、基礎梁主筋は 2-D22、スラブ筋は 10-D6 である。図 4-42に基礎梁断面図を示す。

実験結果を考察する前に、参考として、基礎梁主筋とスラブ筋の付着強度（100mm辺り）と降伏強度との関係を表 4-12に示す。コンクリートの付着強度は、文献_[4-2]の算定式から求めた。以下に算定式を示す。表 4-12より、鉄筋径が細いスラブ筋の方が、径が太い基礎梁主筋よりも付着強度の余裕が大きくなっている。コンクリートとの付着が切れると、ひずみが平均化され、ひずみゲージの測定値のばらつきは小さくなる。また、異型鉄筋ではなく、丸鋼を用いた場合に関しても、鉄筋の付着強度が低下する為、ばらつきの小さいひずみ分布を得る事ができる。

$$\tau_{\max} = 0.7\sigma_B^{2/3} \quad (4-5)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

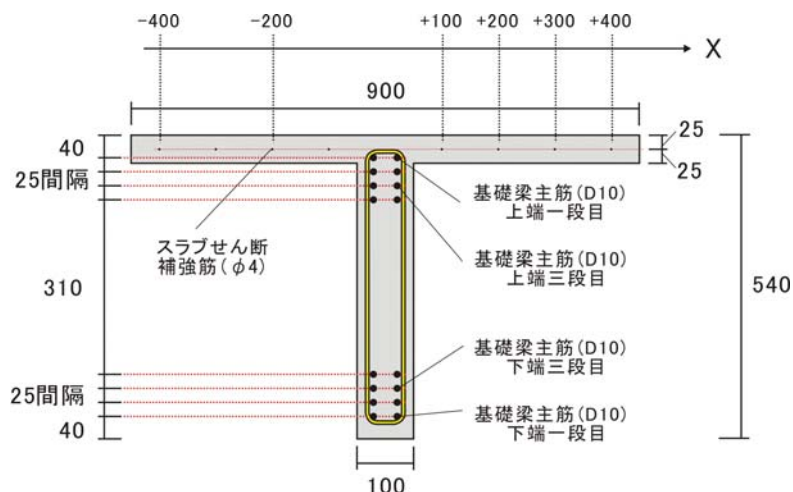
つまり、付着の余裕度が基礎梁主筋よりも大きいスラブ筋に関しては、ひずみが観測されない事が、即、引張鉄筋として有効に働いていない事には繋がらない。これは、コンクリートとの付着が良好で、スラブ筋が負担する引張力の一部をコンクリートが負担すると、その箇所に関しては、スラブ筋のひずみが小さく抑えられるからである。ゆえに、本実験結果において、基礎梁主筋のひずみに匹敵するひずみが得られているスラブ筋が引張鉄筋として有効に働いている事は確認できて、基礎梁主筋の

ひずみを下回るひずみしか計測されないスラブ筋が有効に働いていない事は証明できない事になる。

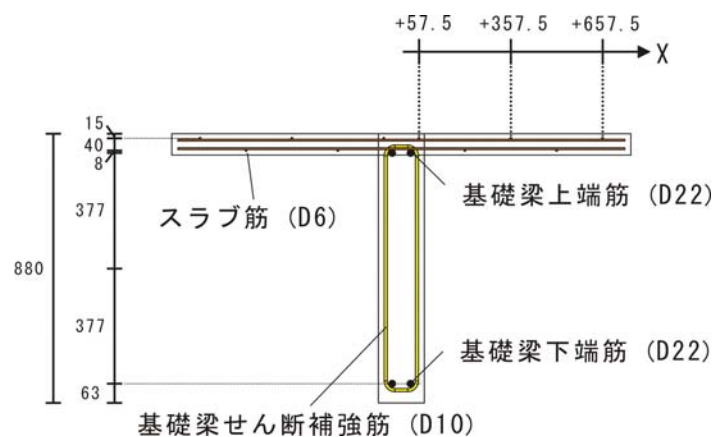
小型試験体の実験結果を図 4-43及び図 4-44に示す。小型体試験体では、スラブ筋に丸鋼を用いている為、付着劣化が起こりやすい状況にある。その結果、基礎梁主筋のひずみ分布とスラブ筋のひずみ分布はほぼ一致しており、スラブ筋は引張鉄筋として、全断面で有効に働いているものと考えられる。一方、大型試験体では、D6を用いたスラブ筋はコンクリートとの付着劣化が起こりにくく、スラブ筋のひずみ分布もばらついたものとなっている。但し、所々ひずみが出ている箇所を補間して考えると、基礎梁主筋のひずみ分布と概ね一致しており、大型試験体に関しても、スラブ筋は引張鉄筋として概ね全断面で有効に働いていると考えられる。したがって、実験結果を見る限りは、本実験試験体に関しては、スラブ筋が引張鉄筋として挙動するスラブの有効幅は、試験体のスラブ幅である桁行き方向 1 スパン分となる。

表 4-12 基礎梁主筋とスラブ筋の降伏強度と付着強度の関係

		鉄筋				コンクリート		100mm辺りの付着強度 kN	付着強度/ 降伏強度
		径 mm	周長 mm	面積 mm ²	降伏強度 MPa	圧縮強度 MPa	降伏強度 kN		
MNW, PCW	基礎梁主筋	10	30.0	71.3	377	36.9	26.9	23.3	0.87
	スラブ筋	4	12.6	12.6	499	36.9	6.3	9.7	1.55
MNWL	基礎梁主筋	22	70.0	387.1	341	45.7	132.0	62.6	0.47
	スラブ筋	6	19.9	31.7	377	45.7	11.9	17.8	1.50
PCWL	基礎梁主筋	22	70.0	387.1	341	40.6	132.0	57.9	0.44
	スラブ筋	6	19.9	31.7	377	40.6	11.9	16.5	1.38

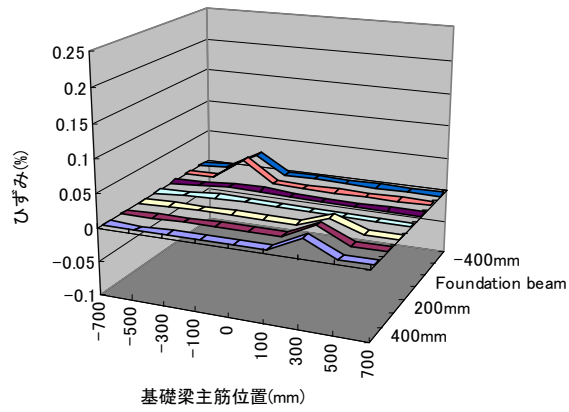


(a) 小型試験体

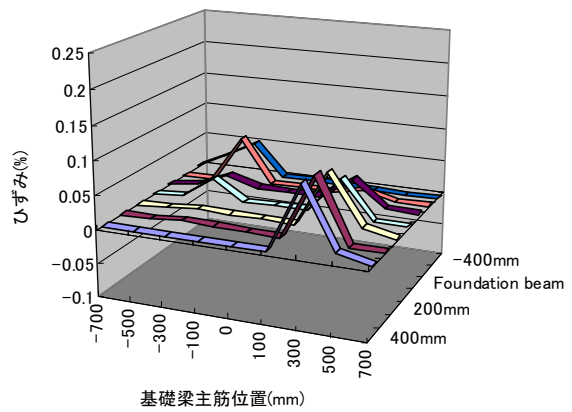


(b) 大型試験体

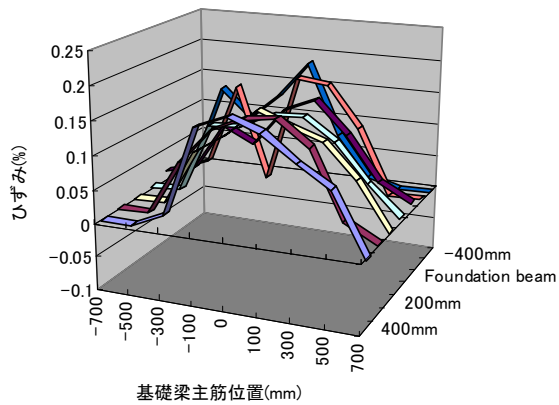
図 4-42 基礎梁及びスラブの断面図 (単位: mm)



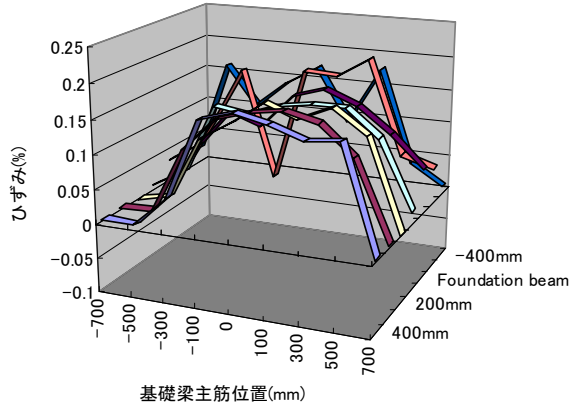
(a) $\alpha = 0.040\%$



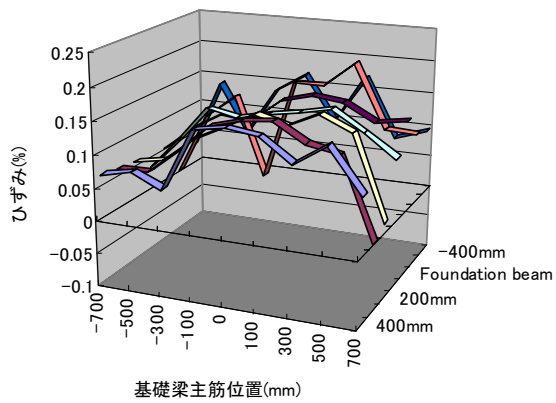
(b) $\alpha = 0.081\%$



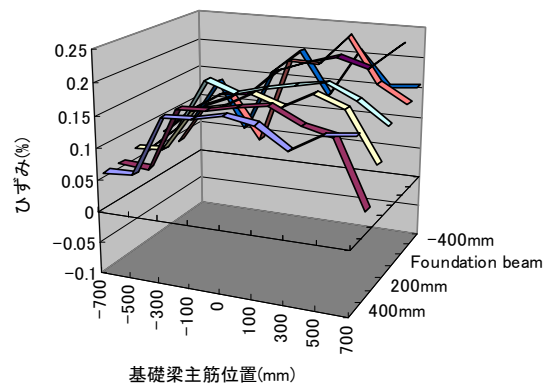
(c) $\alpha = 0.310\%$



(d) $\alpha = 0.501\%$

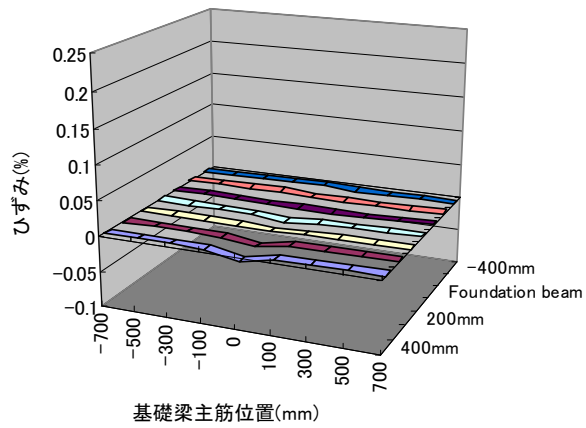


(e) $\alpha = 0.660\%$

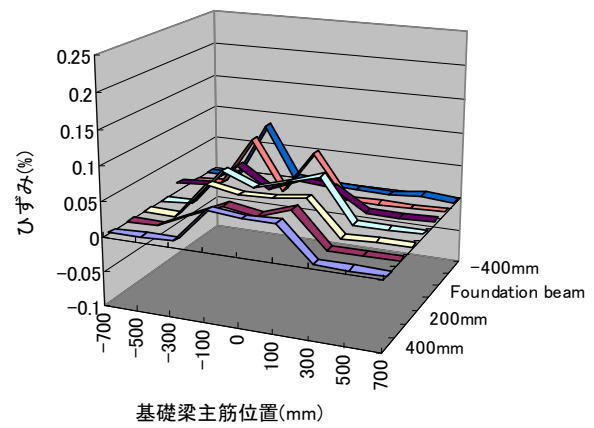


(f) $\alpha = 1.22\%$

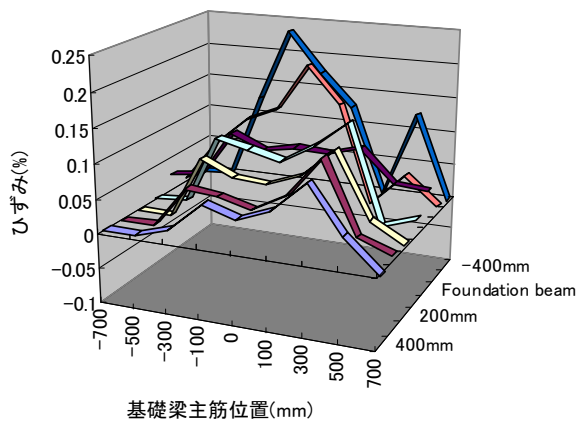
図 4-43 MNW 試験体の基礎梁主筋及びスラブ筋の歪分布
(α は 1F 耐震壁変形角を表す)



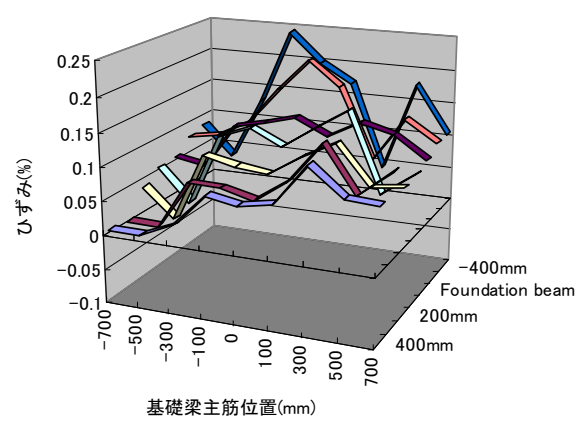
(a) $\alpha = 0.027\%$



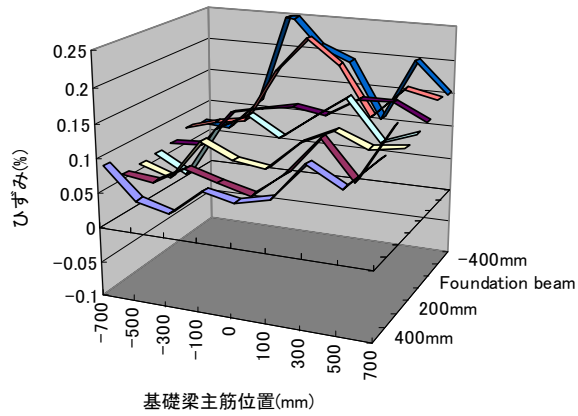
(b) $\alpha = 0.100\%$



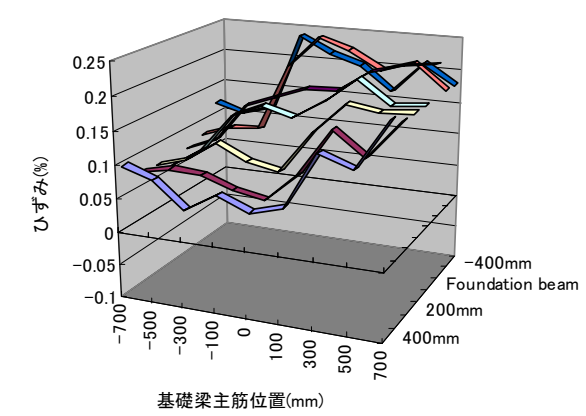
(c) $\alpha = 0.290\%$



(d) $\alpha = 0.489\%$

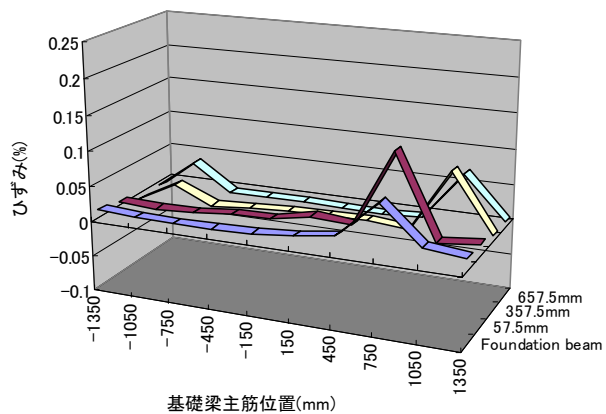


(e) $\alpha = 0.685\%$

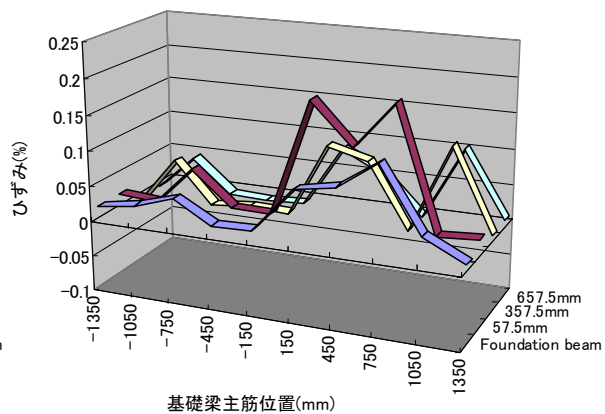


(f) $\alpha = 1.32\%$

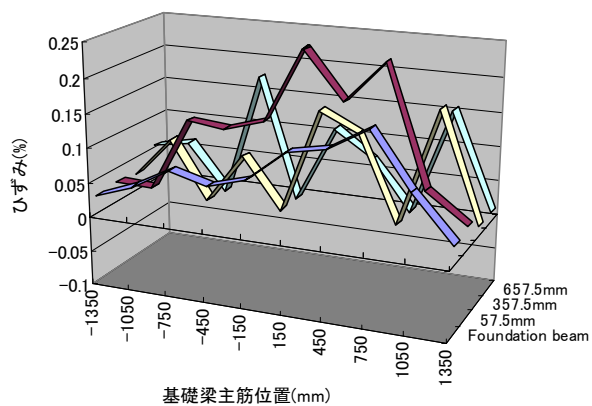
図 4-44 PCW 試験体の基礎梁主筋及びスラブ筋の歪分布
(α は 1F 耐震壁変形角を表す)



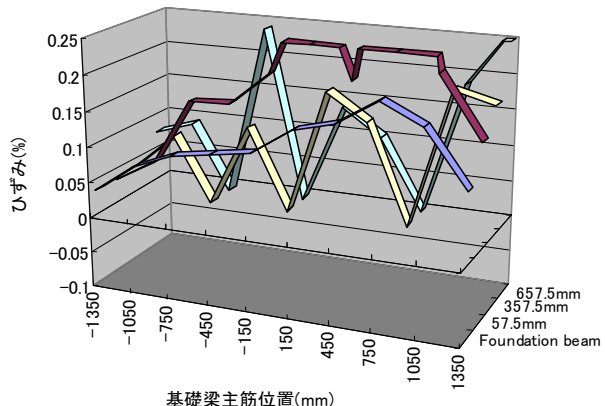
(a) $\alpha = 0.095\%$



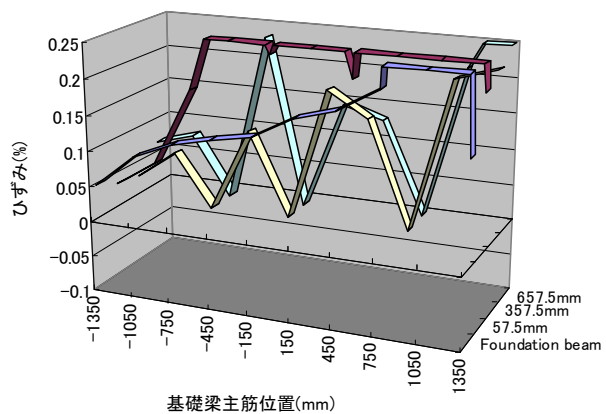
(b) $\alpha = 0.180\%$



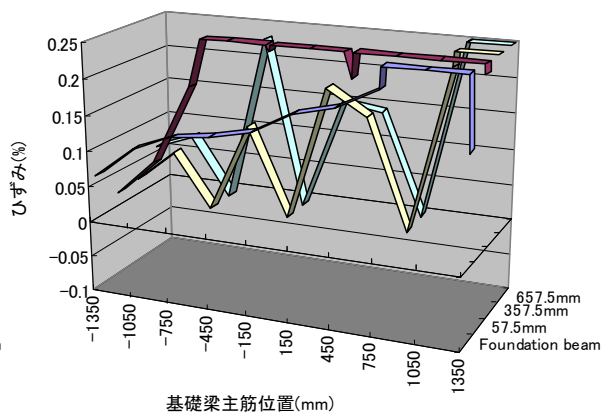
(c) $\alpha = 0.362\%$



(d) $\alpha = 0.533\%$

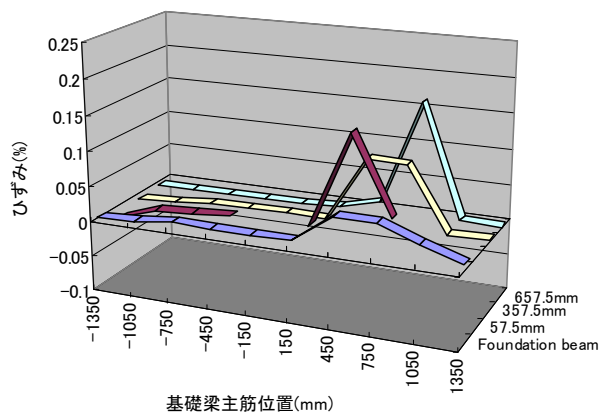


(e) $\alpha = 0.682\%$

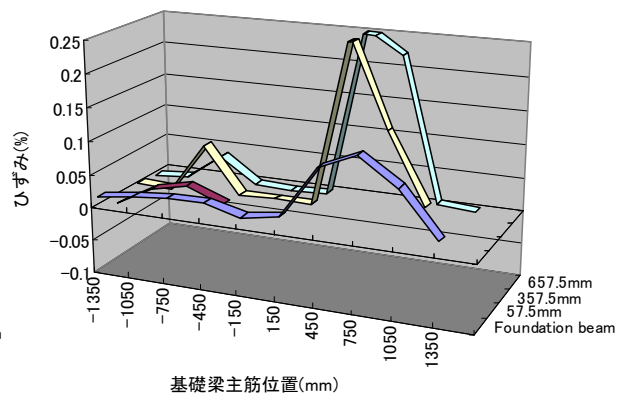


(f) $\alpha = 0.835\%$

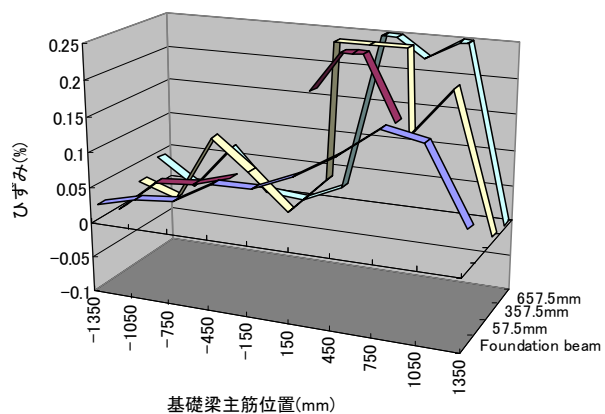
図 4-45 MNWL 試験体の基礎梁主筋及びスラブ筋の歪分布
(α は 1F 耐震壁変形角を表す)



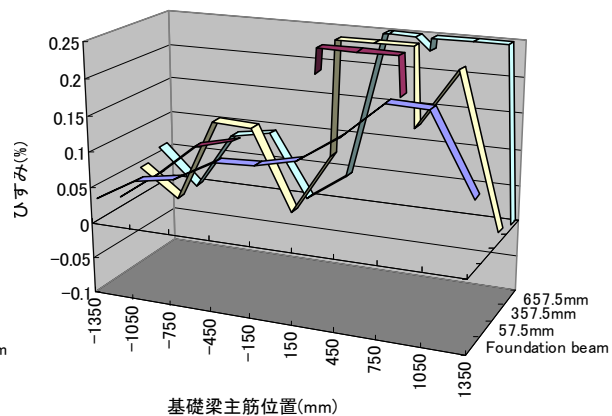
(a) $\alpha = 0.082\%$



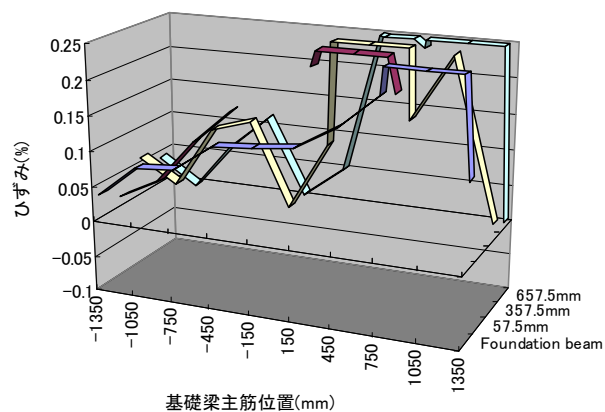
(b) $\alpha = 0.170\%$



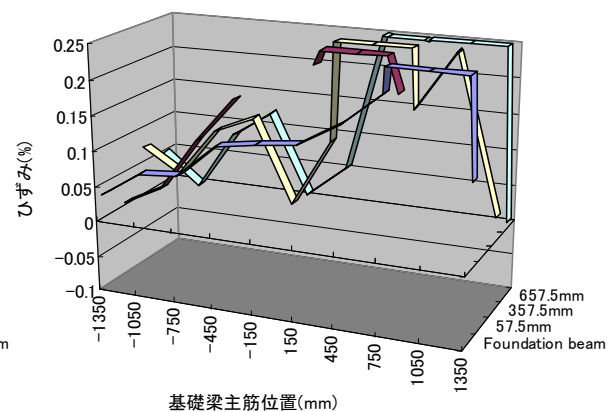
(c) $\alpha = 0.339\%$



(d) $\alpha = 0.513\%$



(e) $\alpha = 0.694\%$



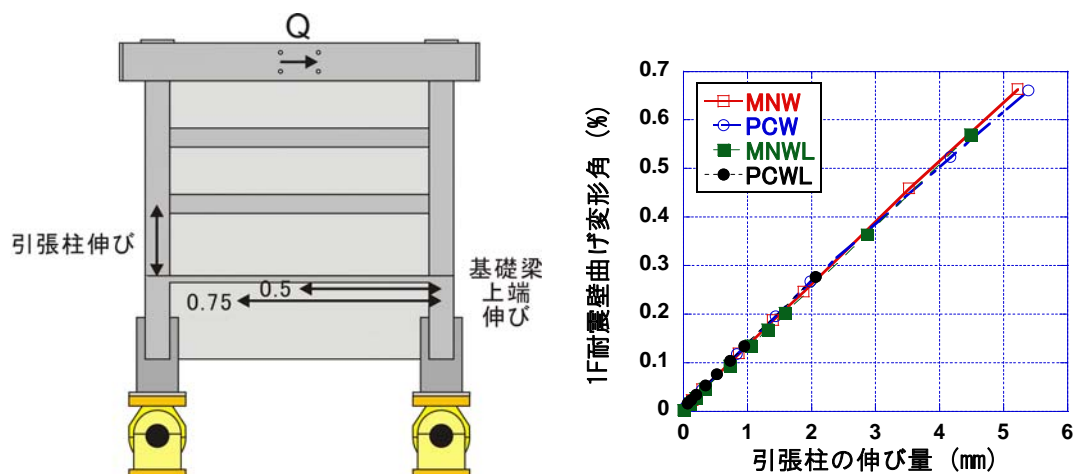
(f) $\alpha = 0.849\%$

図 4-46 PCWL 試験体の基礎梁主筋及びスラブ筋の歪分布
(α は 1F 耐震壁変形角を表す)

4.4.7 1F耐震壁曲げ変形角と基礎梁上端筋の平均ひずみ（伸び）の関係

4.4.5 では、基礎梁上端筋のひずみ分布が 1F耐震壁の曲げ変形に応じて推移しているものとして議論を進めた。そこで、本節では、基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F耐震壁曲げ変形角の関係に関して考察を行う。図 4-48に両者をプロットしたものを示す。なお、基礎梁上端筋に関しては、以下の 2 種類の方法でひずみ量を評価する。基礎梁上端伸びの測定位置を図 4-47(a)に示す。

- (1) ひずみゲージによる測定値から算定した圧縮杭側の半スパン分の平均ひずみ量を求める (0.50)
- (2) ひずみゲージによる測定値から算定した圧縮杭側の 3/4 スパン分の平均ひずみ量を求める (0.75)



(a) 1F 引張柱の伸びと基礎梁上端筋の伸び (b) 1F 引張柱の伸びと 1F 耐震壁曲げ変形角の関係

図 4-47 基礎梁上端筋の伸びと 1F 引張柱の伸び（1F 耐震壁の曲げ変形角）の関係

また、基礎梁上端筋の伸びに関しては、変位計ではなく、ひずみゲージの値を用いた。これは、変位計の測定位置が、基礎梁上端筋高さよりも若干、基礎梁中心軸よりとなっており、基礎梁上端の伸びを過小評価する可能性があるからである。

いずれの試験体に関しても、耐震壁小変形時には、耐震壁の曲げ変形角と基礎梁上端筋の平均ひずみの間に線形性が見られ、試験体の変形メカニズムを考える上で、両者には密接な関係がある事が伺える。小型試験体に関しては、耐震壁の曲げ変形角が増大するにつれ、両者の関係は非線形となり、基礎梁上端筋の伸びが減少している事が分かる。また、大型試験体に関しては、MNWL試験体では、基礎梁上端筋の塑性化が急激に進み、引張柱主筋ひずみとの線形性が損なわれているが、PCWL試験体に関しては、基礎梁主筋降伏後も、概ね線形性が保たれている。また、基礎梁上端筋のひずみの測定範囲に関しては、基礎梁上端筋が降伏するまでは、概ね 0.75 の範囲内において平均的に歪が分布している（0.5 としても 0.75 としても平均ひずみの値がほとんど同じ）と考えられるが、基礎梁上端筋が降伏すると、塑性ひずみは 0.50 の範囲に集中して発生する。また、図 4-47(b)に示すように、各試験体とも、圧縮柱側におけるコンクリートの圧壊や基礎へのめり込みが早期には発生しておらず、耐震壁曲げ変形角と 1F引張柱の平均ひずみは比例関係にある事が分かる。ゆえに、1F耐震壁の曲げ変形角と基礎梁上端筋の平均ひずみとの関係は、即ち 1F引張柱の伸びと基礎梁上端筋の伸びとの関係を示す事になる。

以上の結果から、耐震壁の曲げ変形（1F 引張柱の伸び）と基礎梁上端筋の平均ひずみには密接な関係があり、基礎梁の損傷評価を行う為には、耐震壁の（曲げ）変形を考慮する必要がある事が確認できた。また、小型試験体に関しては、両試験体とも同じ傾向を示すが、大型試験体に関しては、MNWL

試験体に比べ PCWL 試験体の方が、柱の伸び（曲げ変形角）に対する基礎梁上端筋の伸びが大きい。
この原因に関しては、6 章で改めて検討する。

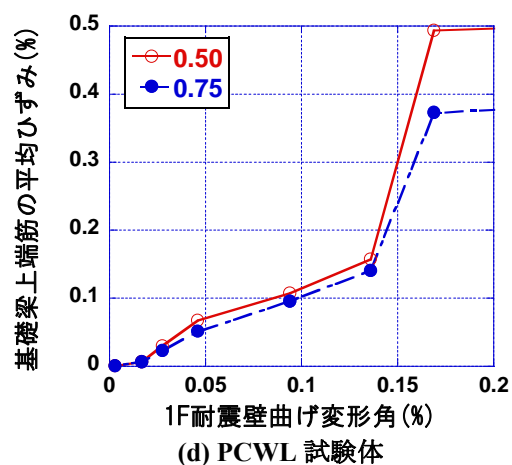
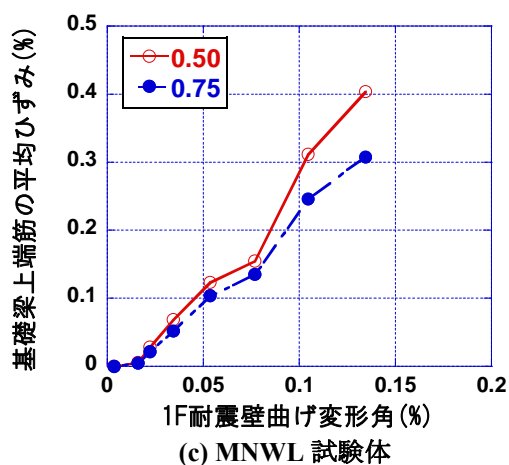
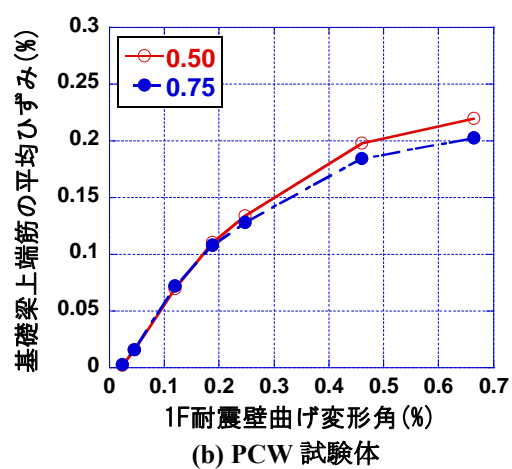
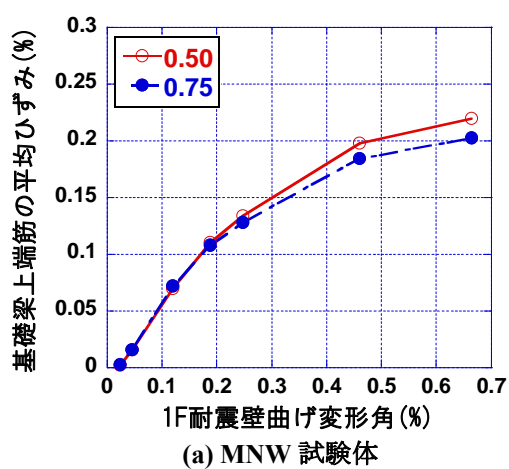


図 4-48 1F 耐震壁曲げ変形角と基礎梁上端筋のひずみ量の関係

4.5. 基礎梁に作用する外力分布の算定 1（設計荷重を用いた検討）

本実験試験体の基礎梁は、3 章でも示した通り、中高層ラーメン壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説_[4.3]に従い、杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力に対して別々の検討を行う事で軸方向鉄筋量を決めた。以下に 3 章で算定した耐震壁曲げ降伏時水平力に対する基礎梁の曲げ耐力及び引張耐力の安全率を示す。MNWL試験体の上端筋を除き、他のすべての主筋は安全率が 1.0 を大きく上回る配筋になっている事が分かる。しかしながら、4.4.5 では、耐震壁に入力される水平力がほぼ頭打ちとなった後も、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、基礎梁上端筋のひずみが増大する挙動が確認された。本実験では、杭の反曲点高さと負担水平荷重を固定している為、杭からの曲げ戻しモーメントは、耐震壁に入力される水平荷重にのみ依存する。ゆえに、載荷実験中に確認された基礎梁上端筋ひずみが耐震壁の曲げ変形の進展に伴って増大する挙動は、杭の曲げ戻しモーメントでは説明できない。また、基礎梁上端筋のひずみ分布の形状は、杭の曲げ戻しモーメントの分布とは対応しておらず、主筋のカットオフが行われる基礎梁スパン中心付近においても大きなひずみが観測されている。

本節では、この原因を耐震壁脚部に離間が生じ、耐震壁から基礎梁へと伝達される水平力の伝達機構が推移する事が、基礎梁主筋のひずみ分布推移の原因であると考え、耐震壁から基礎梁への水平力抵抗機構の推移を再現した外力モデルを用いて、実験結果との比較を行う。具体的には、基礎梁に作用する外力の分布を仮定し、各断面における軸方向力及びモーメントの値から、断面解析によって、基礎梁上端筋及び下端筋のひずみを算定する。基礎梁主筋のひずみ分布が実験結果と一致すれば、その際に仮定していた基礎梁に作用する外力分布も載荷実験と一致していると考えられる。なお、検証対象は、一体打ち耐震壁を有する MNW 試験体及び MNWL 試験体のみとする。

表 4-13 二次設計 基礎梁の軸方向鉄筋に関する検討

	Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
軸鉄筋	kN	430.3		527.8	
せん断力の0.75倍	kN	47.0		180.9	
安全率(軸鉄筋)		9.15		2.92	

表 4-14 二次設計 基礎梁の曲げに関する検討

		Unit	MNW	PCW	MNWL	PCWL
曲げ耐力	at σ_y (上端)	kN	240		312	
	rd (上端)	mm	468		821	
	at σ_y (下端)	kN	215		264	
	rd (下端)	mm	463		817	
	Mu (上端)	kNm	101.2		230.3	
	Mu (下端)	kNm	90.6		195.1	
入力	M (上端)	kNm	46.2		297.0	
	M (下端)	kNm	18.0		116.1	
安全率	上端筋		2.19		0.78	
	下端筋		5.03		1.68	

4.5.1 設計で考慮する外力を用いた検討

まず、図 4-49(a)(b)に示すような試験体設計時に想定した杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力を基礎梁に与え、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説による設計手法で、載荷実験において観測された基礎梁主筋のひずみ分布を再現できるかどうかを確認した。基礎梁主筋のひずみ分布は、断面解析によって算定した。断面解析の手法は、付録に示す耐震壁断面解析と同じ手法である。図 4-50に示すように、MNW試験体に関しては、基礎梁せいの方向に 10mm 間隔で 54 層、MNWL試験体に関しても、10mm 間隔で 88 層に分割した。図中に示すように、せん断補強筋に囲まれたコアコンクリート部分に関しては、NewRCプロジェクトの算定式による拘束コンクリートの応力ひずみ関係を用いた。なお、床スラブに関しては、載荷実験の結果から、スラブ全体に渡ってスラブ軸方向鉄筋に基礎梁上端筋とほぼ同じ値のひずみ値が観測されている事から、全てのスラブ筋を考慮する。

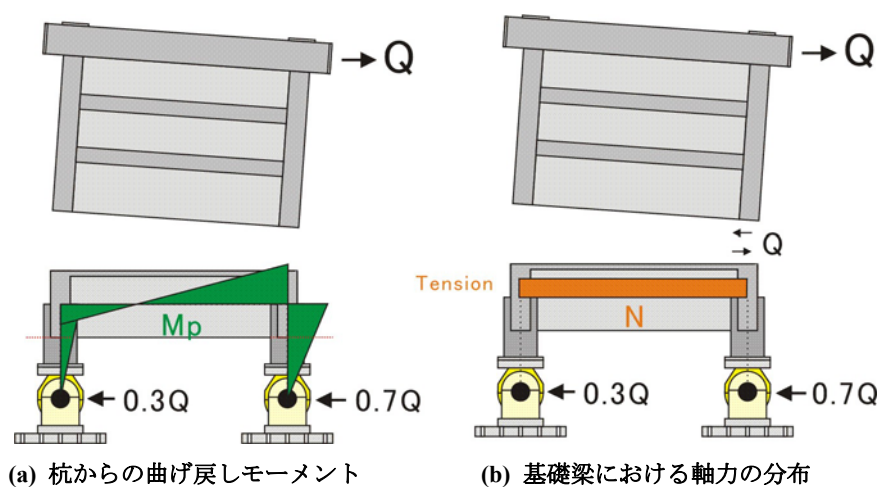


図 4-49 設計で考慮した杭からの曲げモーメントと軸力の分布

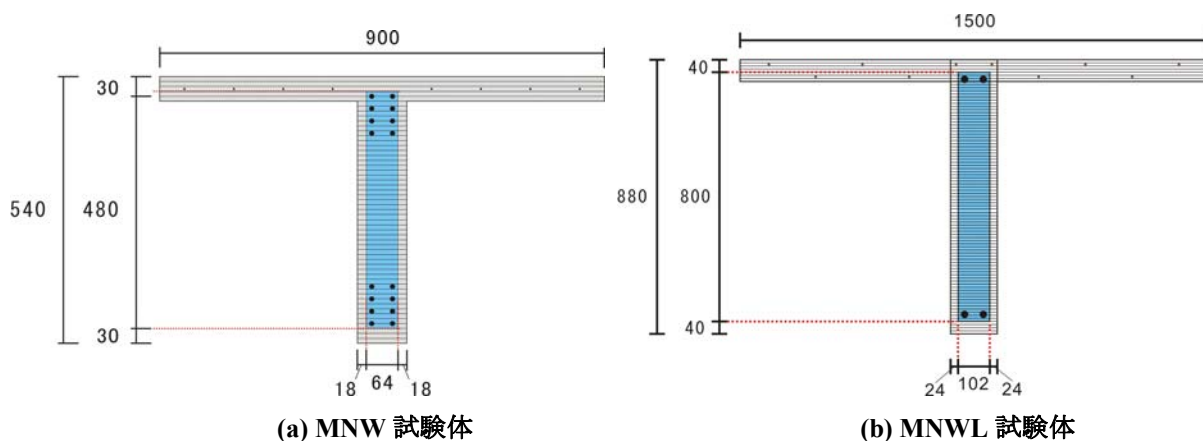


図 4-50 基礎梁の断面解析における各層の切断状況とコアコンクリート部分

以下に基礎梁の断面解析に用いたコンクリート（カバー、コア）と鉄筋（主筋、スラブ筋）の復元力特性を示す。コンクリートに関しては、Popovics モデルを用い、拘束コンクリートに関しては、NewRC プロジェクトによる算定式を用いた。コンクリートの引張力負担に関しては考えない。各算定式の詳細に関しては、2 章に示す。また、鉄筋モデルに関しては、6 章で用いる岡村・前川らによるモデルを用いている。

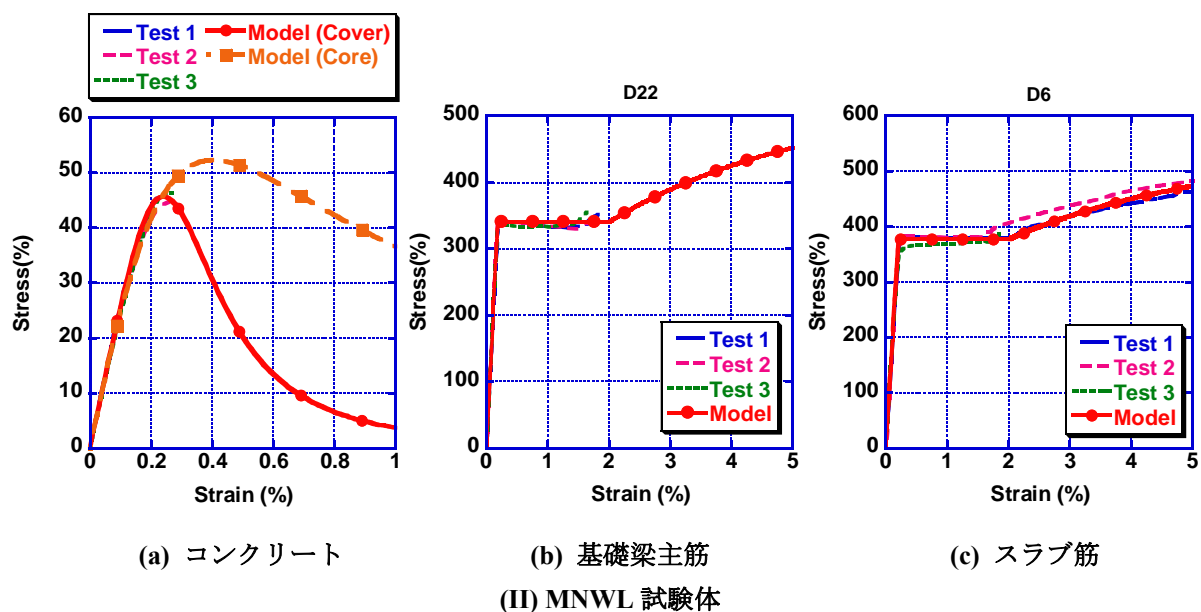
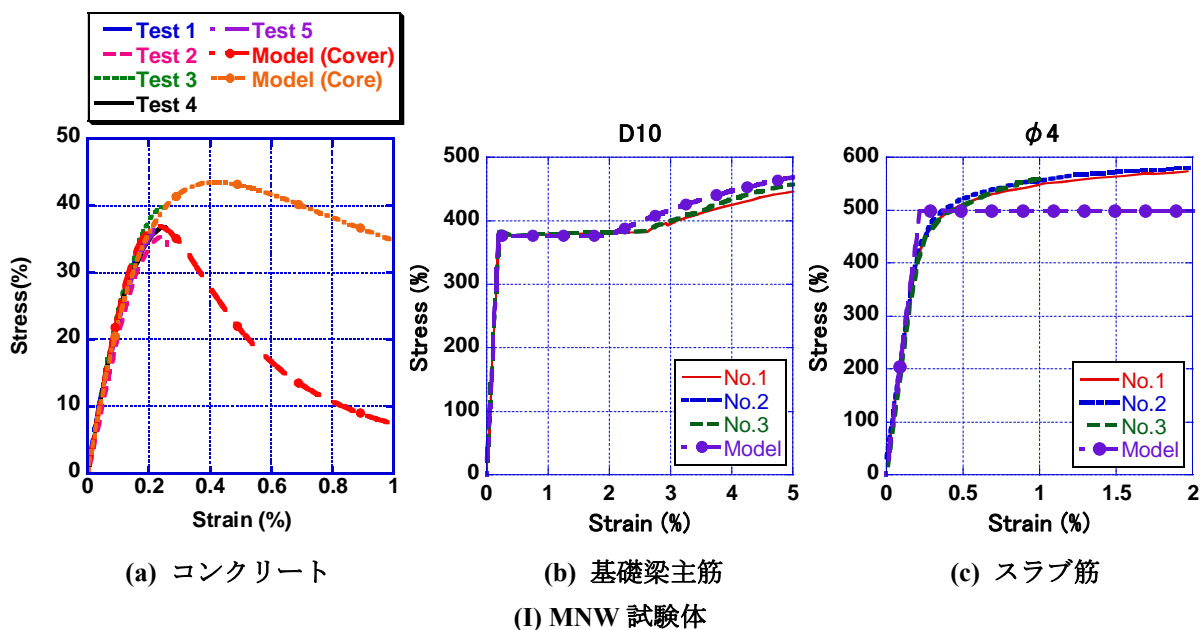


図 4-51 各試験体に用いた材料モデル

断面解析は、Excelのゴールシーク機能を用いて行った。ある基礎梁断面において、仮定した外力の分布からその断面に作用するモーメントと軸力を仮定する。次に、モーメント及び軸力の条件を満たすように、図 4-52に示す圧縮縁ひずみと中立軸位置を調整する。この際、Excel上のマクロには①②の作業を繰り返し行わせた。入力されるモーメントが小さい場合や鉄筋が降伏する場合には、この手法では解が収束しなかった為、手作業で条件を満たすように圧縮縁ひずみと中立軸位置の調整を行った。その結果、作用するモーメントが小さく主筋のひずみがほとんど得られない断面や主筋が降伏する断面を除き、軸力とモーメントに関しては、断面解析の結果と与えた目標値のエラーが、1%程度に収まる事を確認している。

＜断面解析における調整手法＞

①モーメントの条件が適合するように圧縮縁ひずみを最適化（ゴールシーク）

②軸力の条件が適合するように中立軸位置を最適化

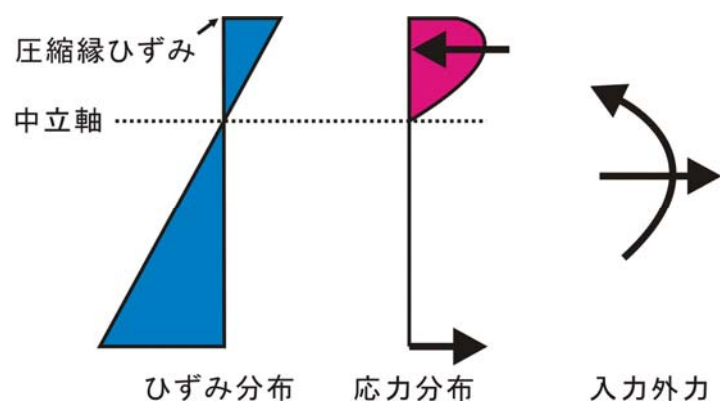


図 4-52 断面解析の手法

4.5.2 入力モーメント及び軸力の算定

杭の曲げ戻しモーメントは、以下の算定式に基づいて計算した。0.3Q（引張杭が負担する水平せん断力）に関しては、実際に、載荷実験において耐震壁に入力した水平荷重と、杭に入力した水平荷重から算定した。また、設計では杭に作用する引張軸力として 0.5Q が用いられるが、ここでは、実際の載荷条件に合わせ、0.3Q の引張軸力が作用するものとした。また、基礎梁主筋ひずみの検討に用いる検証点を表 4-15 に示す。

$$M_p = \begin{cases} 0.3Q \times 0.75_{(m)} \times \left(1 - \frac{0.9_{(m)} + x_{(m)}}{1.8_{(m)} \times 0.3}\right) & (MNW) \\ 0.3Q \times 1.25_{(m)} \times \left(1 - \frac{1.5_{(m)} + x_{(m)}}{3.0_{(m)} \times 0.3}\right) & (MNWL) \end{cases}$$

(4-6)

$$N = 0.3Q$$

(4-7)

表 4-15 基礎梁主筋ひずみの検証点（載荷実験の結果）

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)
MNW	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7
MNWL	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3

4.5.3 実験結果との比較

まず、杭からの曲げ戻しモーメント M_p のみを外力として与えた時のひずみ分布を示す。上端筋に関しては、 M_p による基礎梁主筋のひずみ分布形状は、実験において観測されたひずみ分布と一致しておらず、耐震壁の変形に伴うひずみ分布の変化を考慮できていない。ゆえに、 M_p のみでは基礎梁主筋のひずみ分布を説明する事が確認できた。また、いずれの試験体に関しても、耐震壁引張柱主筋降伏直後で、耐震壁の変形が小さい検証点(a)を除き、 M_p のみによる評価は危険側となっている。

基礎梁下端筋に関しては、引張杭近傍に変形が集中するが、断面解析によって得られるひずみ値は、いずれの試験体に関しても、実験で観測されたひずみ値の半分程度である。ゆえに、 M_p のみでは、上端筋及び下端筋のいずれも、そのひずみ分布を再現する事はできない。

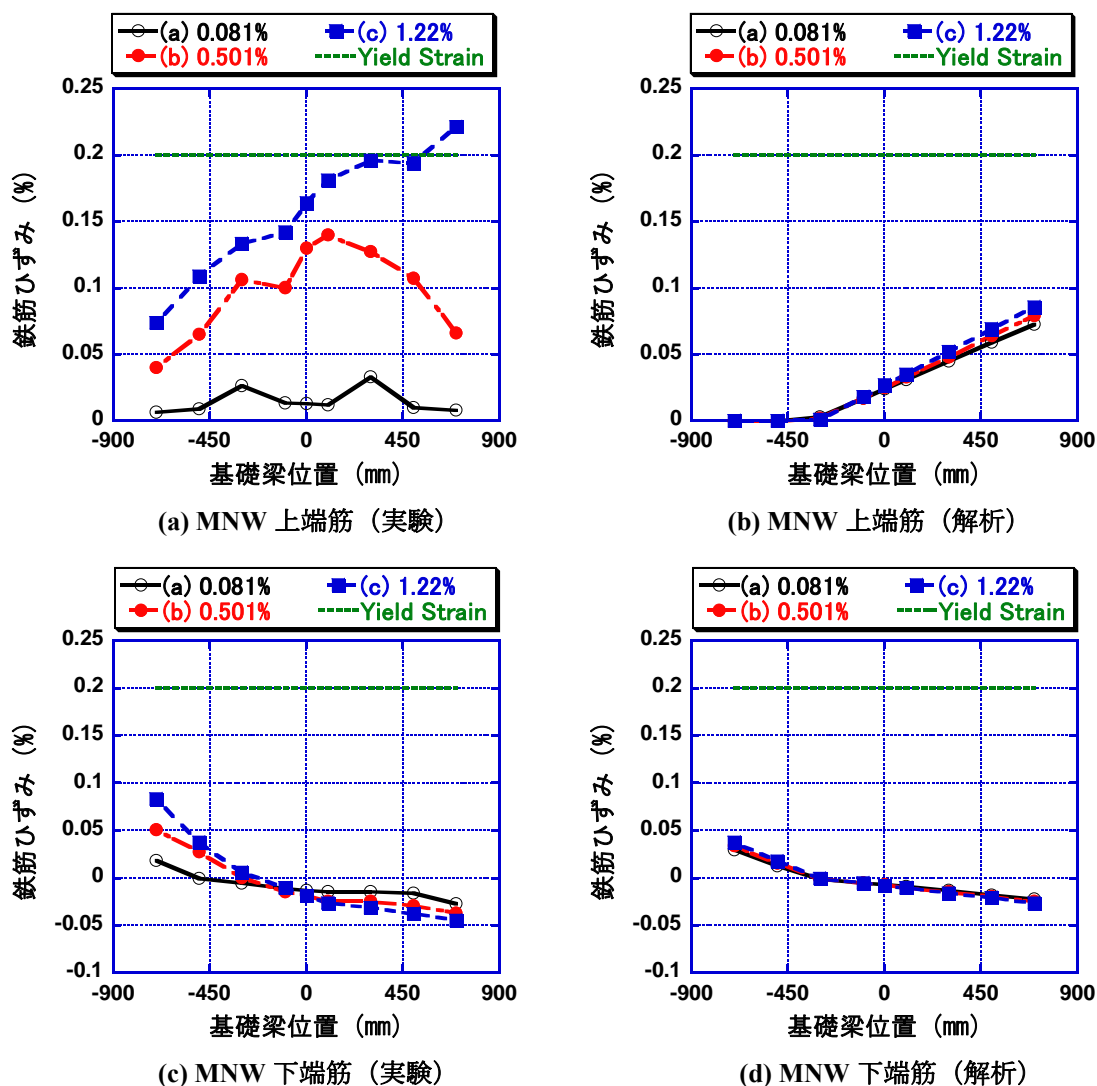


図 4-53 基礎梁主筋のひずみ分布 (M_p のみ)

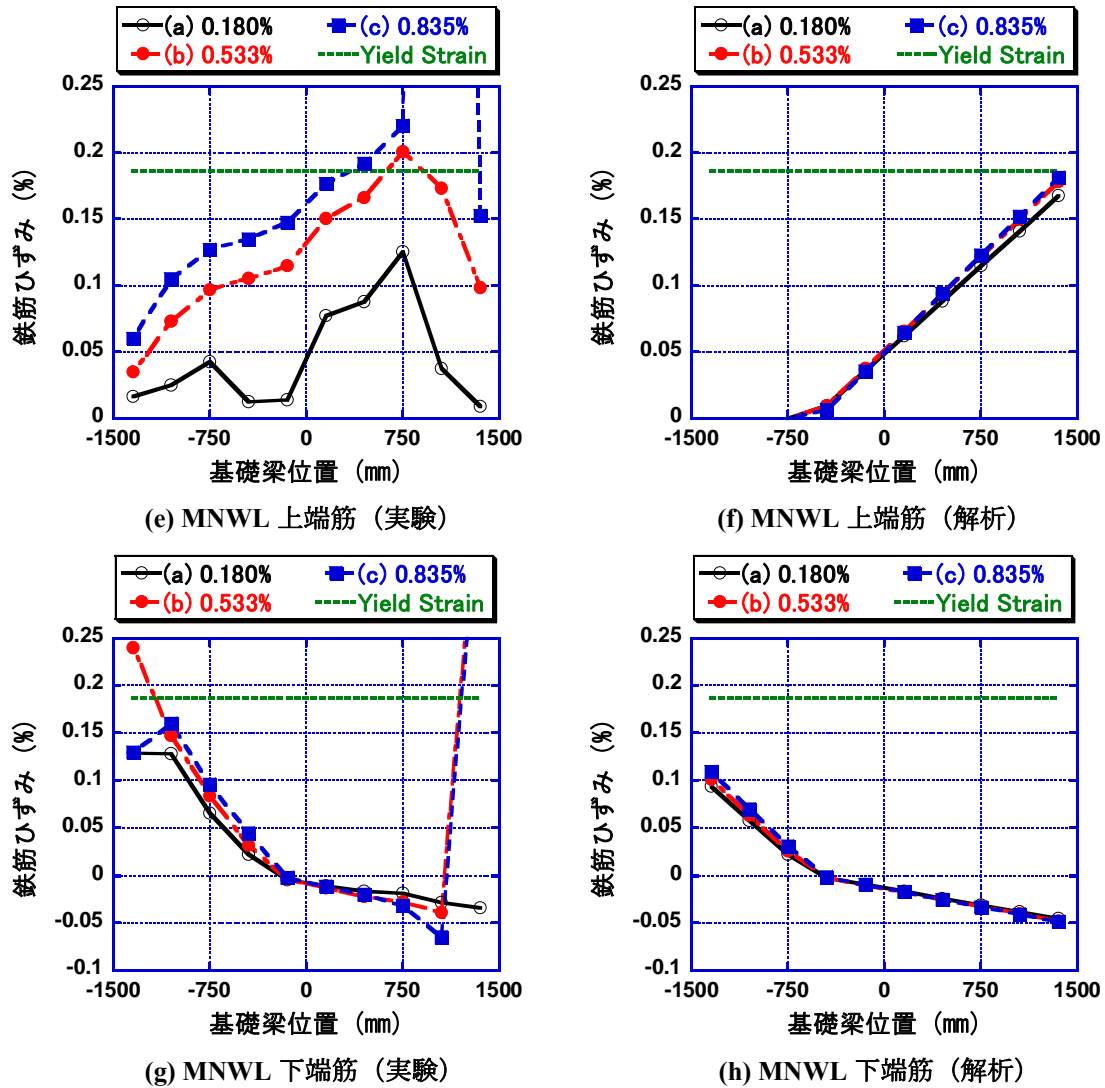
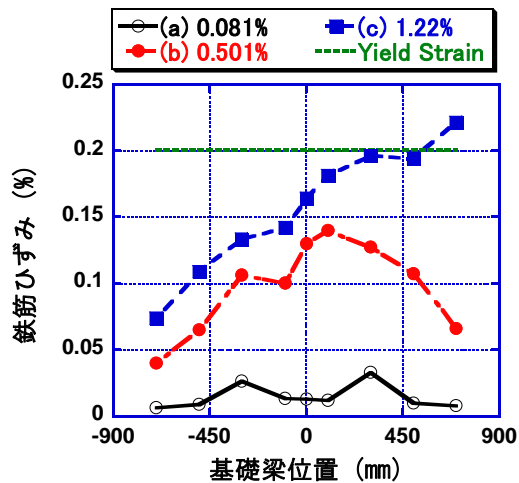
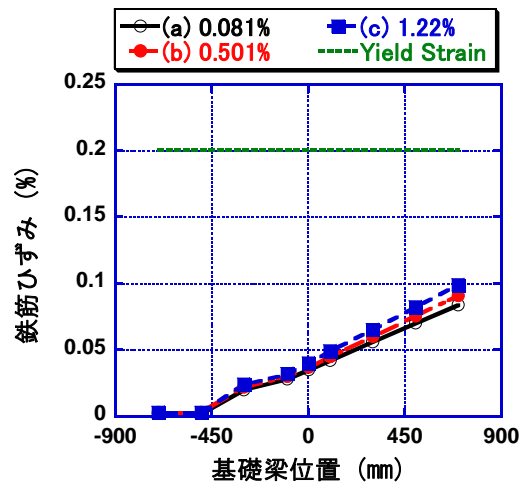


図 4-53 基礎梁主筋のひずみ分布 (M_p のみ)

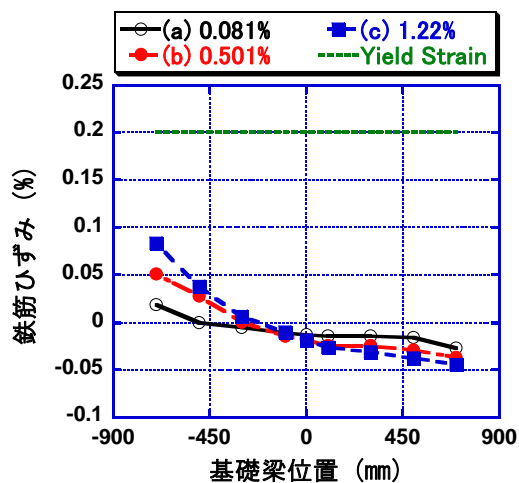
図 4-43に示すように、 M_p のみでは載荷実験におけるひずみ分布を再現できなかった。そこで、設計で想定されている耐震壁終局変形時の状況を考え、 M_p と引張軸力 $0.3Q$ が同時に作用する場合の検討も行った。この条件下で算定した基礎梁主筋のひずみ分布を以下に示す。MNW試験体に関しては、引張軸力による影響はほとんど見られず、 M_p のみの場合と同様に載荷実験との対応は悪かった。一方、MNWL試験体に関しては、上端筋及び下端筋共に、最大ひずみの値は、引張軸力を考慮しない場合よりも、載荷実験の値に近づいたが、ひずみ分布自体は対応しておらず、特にスパン中心付近のひずみ分布は、再現できていない。



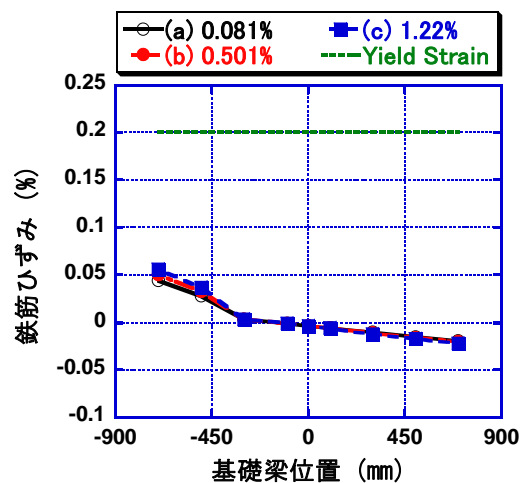
(a) MNW 上端筋 (実験)



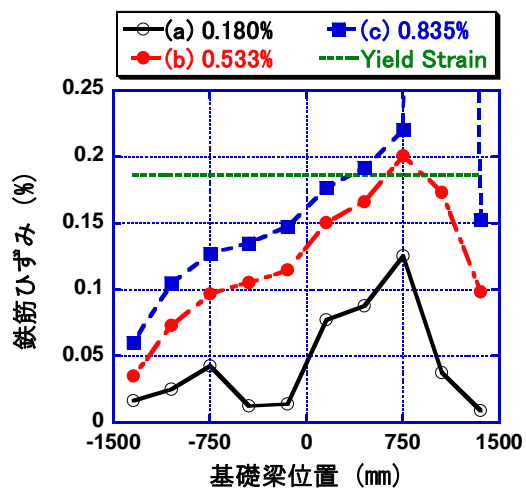
(b) MNW 上端筋 (解析)



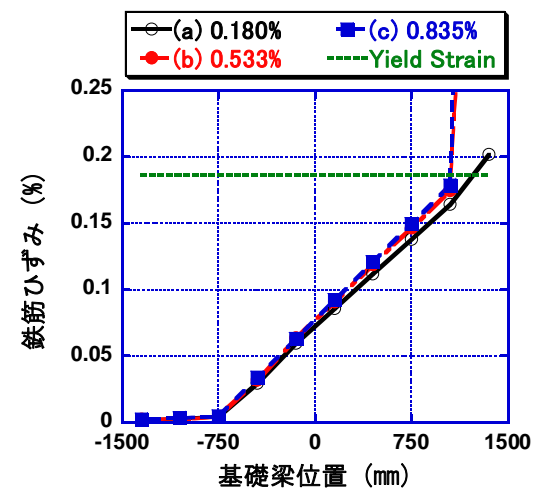
(c) MNW 下端筋 (実験)



(d) MNW 下端筋 (解析)



(e) MNWL 上端筋 (実験)



(f) MNWL 上端筋 (解析)

図 4-54 基礎梁主筋のひずみ分布 (M_p と $0.3Q$)

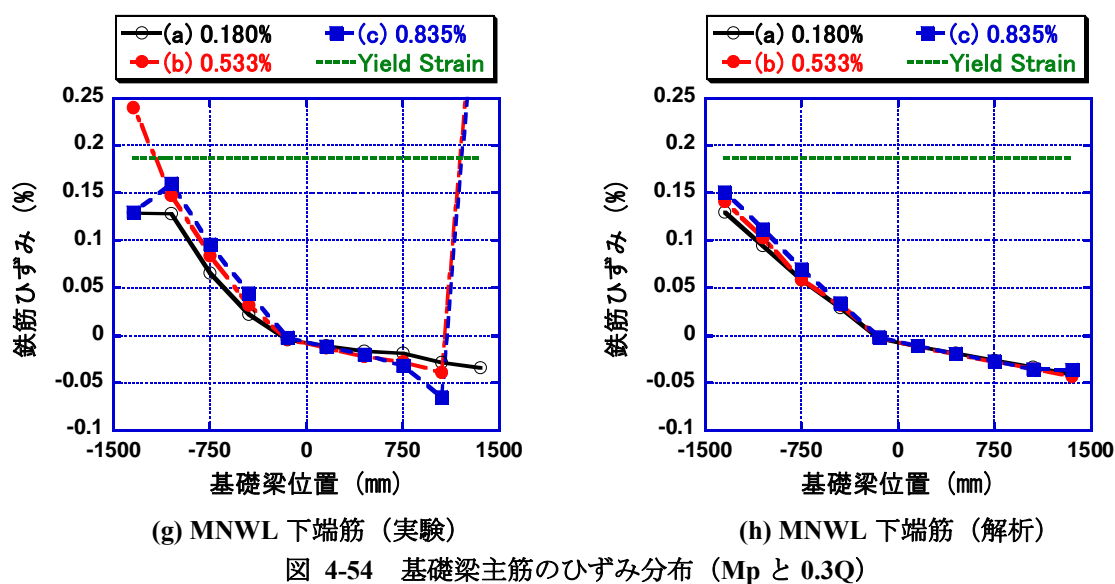


図 4-54 基礎梁主筋のひずみ分布 (M_p と $0.3Q$)

4. 6. 基礎梁に作用する外力分布の算定 2 (耐震壁から伝達される外力を用いた検討)

4. 6. 1 耐震壁脚部から伝達される鉛直方向力と水平方向力の影響

4.5 では、杭の曲げ戻しモーメント M_p と引張軸力 $0.3Q$ を用いて、基礎梁主筋のひずみ分布を算定したが、載荷実験におけるひずみ分布を再現する事はできず、耐震壁曲げ変形が増大するにつれ、既往の設計手法では、基礎梁上端筋のひずみを危険側に評価してしまう事が分かった。特に、杭からの曲げ戻しモーメントの入力が小さい基礎梁スパン中心位置付近でも、圧縮杭近傍の危険断面位置に匹敵する大きさのひずみが観測されており、杭からの曲げ戻しモーメントに沿って、主筋のカットオフを行っている場合には、カットオフ部分に伸びが集中してしまう可能性がある。また、基礎梁下端筋に関しても、引張杭近傍においてひずみが集中する挙動を予測する事はできず、既往の設計手法では、危険側の評価となっている。そこで、本節では、既往の設計手法では考慮されていなかった耐震壁から伝達される鉛直方向力及び水平方向力に起因するモーメントの影響を考える。

図 4-55(a)に示すように耐震壁から基礎梁へは、耐震壁縦方向補強筋による引張力やコンクリート圧縮ストラットから伝達される圧縮力など、鉛直方向の力が作用する。ゆえに、これらの鉛直方向力によって基礎梁には図に示すような基礎梁中心を引き上げるようなモーメントが発生するものと考えられる。また、図 4-55(b)に示すように、耐震壁から伝達される水平力は、基礎梁上端面に作用する。基礎梁のモーメント検討用の材軸位置は基礎梁断面の中心高さとしているので、この水平力は偏心軸力として基礎梁に作用する事となり、その結果、この偏心軸力によって図に示すようなモーメントが発生する。そこで、これらのモーメントの寄与を考慮する事により、載荷実験における基礎梁主筋のひずみ分布を再現できるかどうかを確認する。但し、これらのモーメントは、図 4-55(c)に示す引張軸力の分布と同様に、耐震壁の変形状況や、壁脚の水平せん断力の伝達状況によって、その分布形状を大きく変える。ゆえに、本研究では、図 4-56に示すような 4 通りの水平せん断力の伝達状況を仮定し、基礎梁に作用するモーメント及び軸力の分布を決定する。

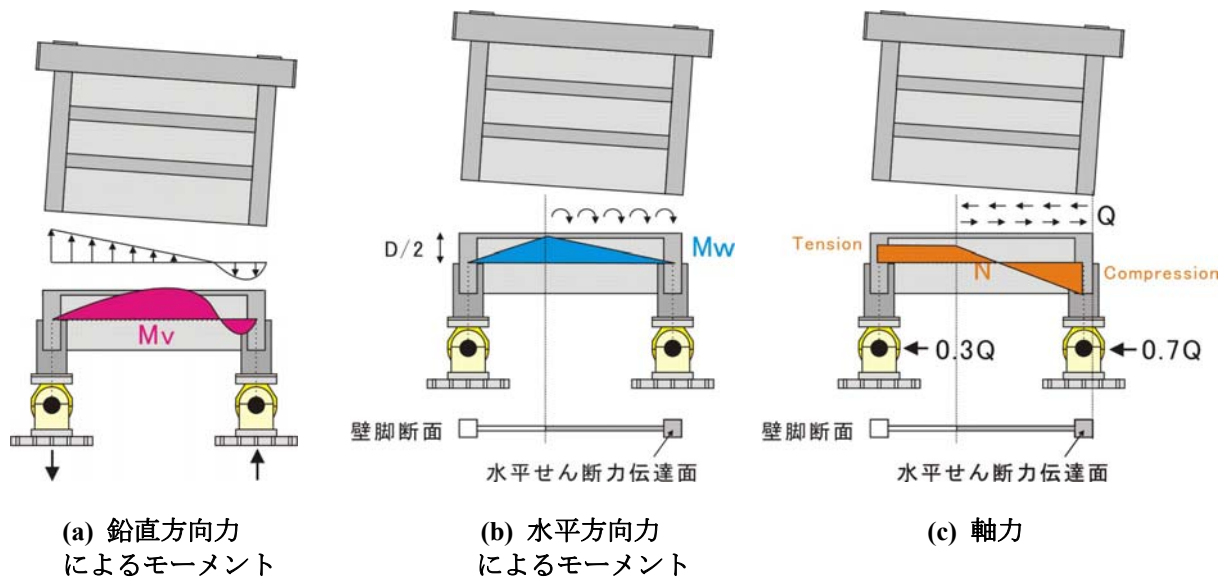


図 4-55 設計で考慮されていないモーメントと軸力の分布

耐震壁の曲げ変形が増大し、壁脚において離間が生じると、水平せん断力を伝達できる領域が徐々に狭くなると仮定する。そこで、壁脚を 4 等分し、耐震壁の変形が小さい場合には、壁脚から基礎梁へと均等に水平せん断力の伝達が行われるものと仮定する。この状態を離間係数 (Degree of Detachment) 0 の状態とする。その後、耐震壁の曲げ変形が増大し、脚部の離間が進むと最終的に圧縮柱近傍の領域においてのみ水平せん断力の伝達が行われると考える。この状態を離間係数 0.75 とする。以上 0 から 0.75 までの計 4 種類の離間係数における基礎梁の外力分布をモデル化し、これらの外力を与えて、基礎梁主筋のひずみ分布を算定する。

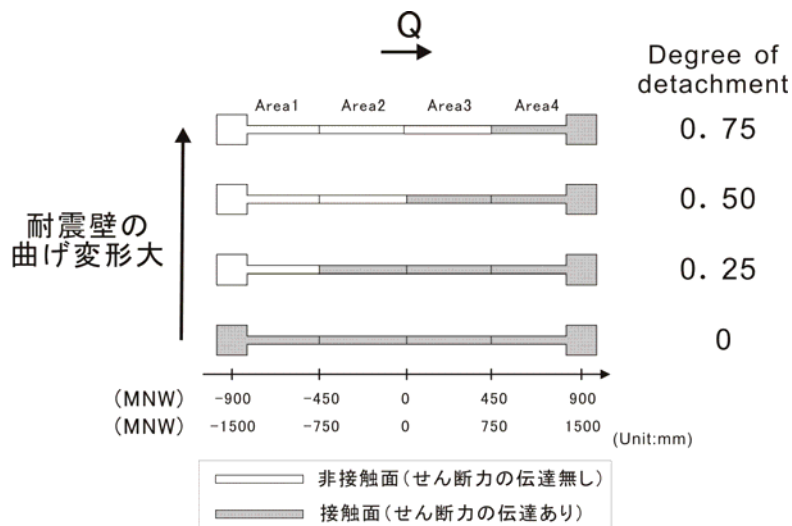


図 4-56 壁脚における水平せん断力の伝達状況

4.6.2 耐震壁脚部から伝達される鉛直方向力によるモーメント (M_v) の分布

図 4-55(a)で示したように、基礎梁には耐震壁縦方向せん断補強筋による引張力やコンクリートストラットからの圧縮力を受け、モーメント(M_v)が発生する。ここでは、簡略化の為、コンクリートストラットによる影響は無視し、水平せん断力の伝達領域の推移と合わせて、耐震壁縦方向せん断補強筋の降伏状況のみが変化するものとする。ここでは、水平せん断力の伝達が行われない領域では、耐震壁縦方向せん断補強筋が降伏すると仮定した。以下に離間係数と耐震壁縦方向補強筋のひずみとの関係を示す。離間係数0の状態では、引張柱中心位置におけるひずみを ε_y (耐震壁縦方向せん断補強筋の降伏ひずみ)、圧縮柱中心位置におけるひずみを0として、ひずみ分布を線形補間して求める。離間係数が一番大きくなる0.75では、水平せん断力が伝達されないArea 1からArea 3において耐震壁縦方向補強筋が降伏するようにひずみ分布を決定する。最終的にこれらのひずみ分布から計算されるモーメント M_v の分布は、耐震壁縦方向せん断補強筋の降伏強度と面積から、耐震壁入力せん断力に関わらず、図 4-58のように決まる。なお、正のモーメントは基礎梁の上端に引張を与え、負のモーメントは基礎梁下端に引張力を与える。また、参考として検証点(a)における M_p の分布も合わせて示す。

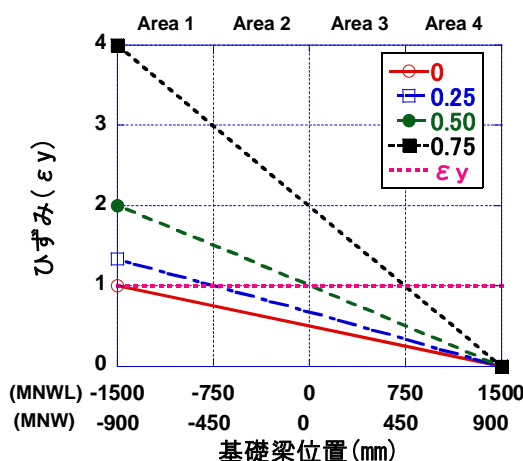


図 4-57 壁脚における耐震壁縦方向せん断補強筋のひずみ分布

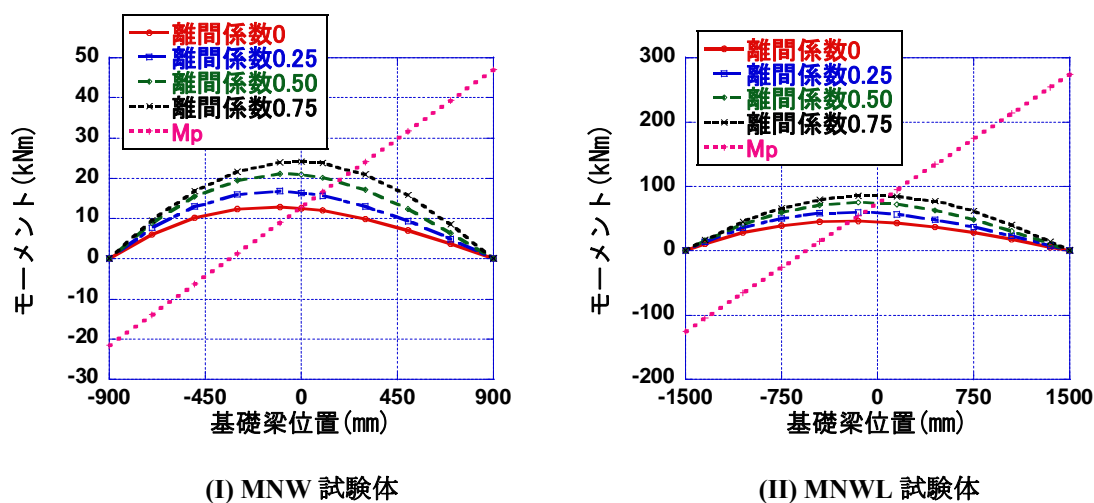
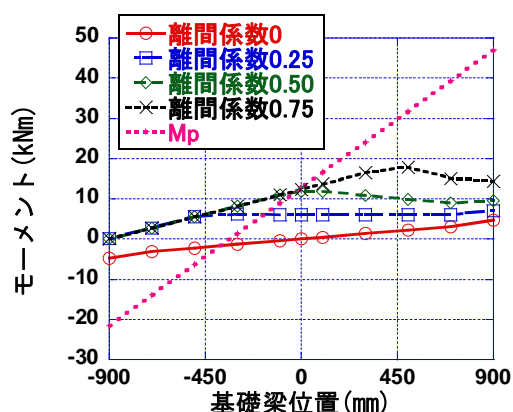


図 4-58 離間係数に応じて変化する水平方向力によるモーメントの分布

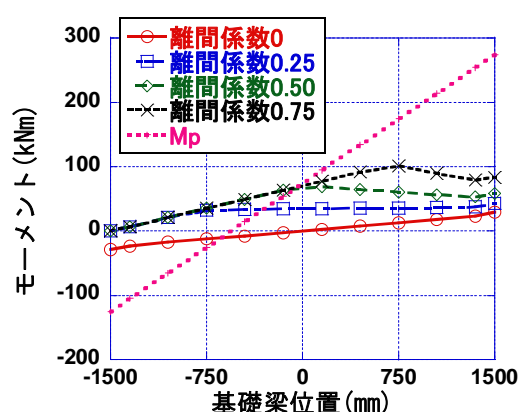
4.6.3 耐震壁脚部から伝達される水平方向力によるモーメント(MI)の分布

図 4-59に各試験体の検証点(a)における耐震壁脚部から伝達される水平方向力によるモーメント(MI)の分布を示す。また、参考として杭からの曲げ戻しモーメント M_p も合わせて示す。なお、正のモーメントは基礎梁の上端に引張を与え、負のモーメントは基礎梁下端に引張力を与える。

離間係数が小さく、耐震壁脚部の広い範囲でせん断力の伝達が行われる場合には、MIの影響は小さい。しかしながら、水平力の伝達範囲が減少するにつれ、入力モーメントは増大し、最終的に離間係数が0.75に達すると、本実験試験体の場合、杭からの曲げ戻しモーメント M_p の最大値の約4割程度のモーメントが基礎梁に作用する事になる。



(I) MNW 試験体 検証点(a)

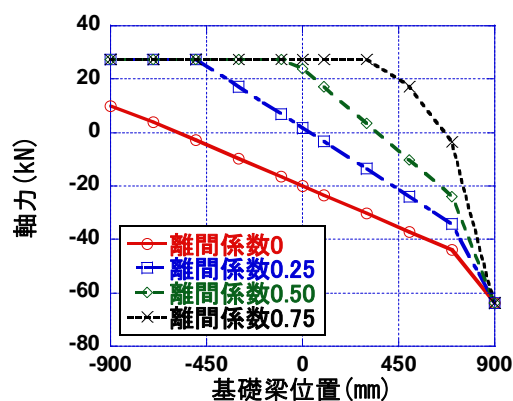


(II) MNWL 試験体 検証点(a)

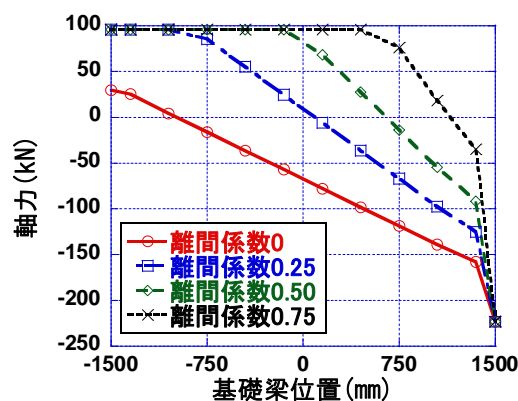
図 4-59 離間係数に応じて変化する水平方向力によるモーメント(MI)の分布

4.6.4 基礎梁に作用する軸力(N)の分布

既往の設計手法では、図 4-49(b)に示すように耐震壁脚部の離間が十分に進んだ状況として、引張杭に作用する水平力 $0.3Q$ が基礎梁全体に引張軸力として作用する状況を考えた。ここでは、耐震壁脚部における水平力の伝達状況（離間係数）に応じて、基礎梁の軸力分布(N)も変化するものとして考える。図 4-60に検証点(a)における軸力分布を示す。なお、正方向の軸力は引張を、負方向の軸力は圧縮を表す。離間係数が増えるにつれ、引張軸力が作用する領域が引張杭側から圧縮側へ広がっていく事が分かる。



(I) MNW 試験体



(II) MNWL 試験体

図 4-60 基礎梁に作用する軸力の分布(N)

4.6.5 実験結果との比較

モーメント M_p 、 M_l 、 M_v と軸力 N を用いて再度、基礎梁主筋のひずみ分布を算定する。なお、検証点(a)から検証点(c)までの各検証点に対して、離間係数を 0 から 0.75 に推移させ、実験結果との比較を行う。実験結果との対応が最も良いひずみ分布を求める事で、その検証点における基礎梁作用外力の分布を決定する事ができる。

<検証点(a)に関して>

各離間係数に対応するモーメント (M_p 、 M_l 、 M_v の足し算) を図 4-61に示す。離間係数が増大するにつれ、危険断面が圧縮杭との境界面からスパン中心位置へ移動している事が分かる。また、基礎梁スパン中心位置におけるモーメントは、離間係数による影響で倍近く値が増大する事が分かる。

これらのモーメント分布及び図 4-60に示すような軸力分布を用いて計算した基礎梁主筋のひずみ分布を図 4-62に示す。引張柱主筋降伏直後の挙動を示す検証点(a)に関しては、両試験体とも離間係数を 0 とした解析結果が実験結果に最も近い値となった。特にMNWL試験体に関しては、基礎梁上端筋の挙動を概ね追跡できている。しかしながら、圧縮杭との境界面近傍において実験ひずみ値が大きく減少する挙動に関しては、再現できていない。また、基礎梁下端筋に関しては、いずれの離間係数を用いても、そのひずみ分布はほとんど変化しない。MNW試験体の載荷実験におけるひずみ分布は良く再現できているが、MNWL試験体に関しては、載荷実験におけるひずみ分布と解析のひずみ分布は、形状はほぼ等しいものの、X方向にずれたような分布形状になっており、断面解析を用いて実験結果を再現する事は難しいものと考えられる。

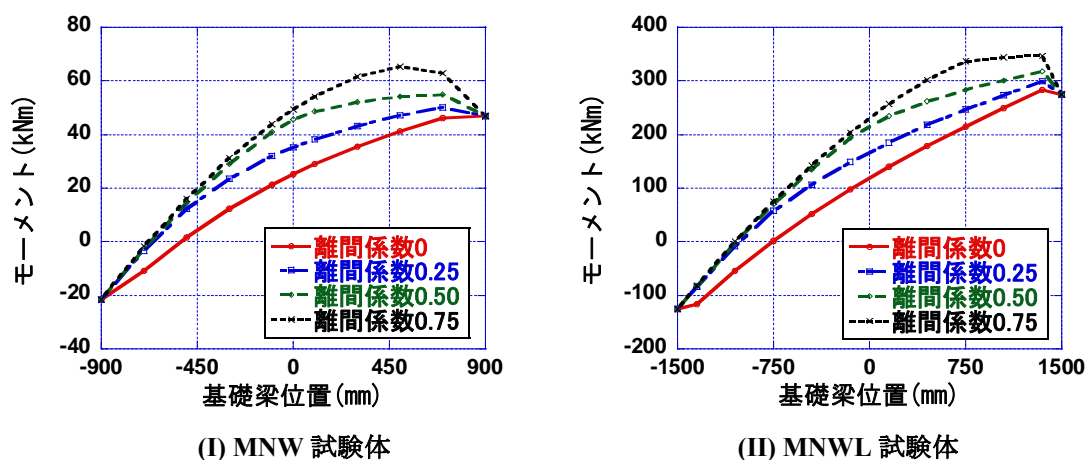
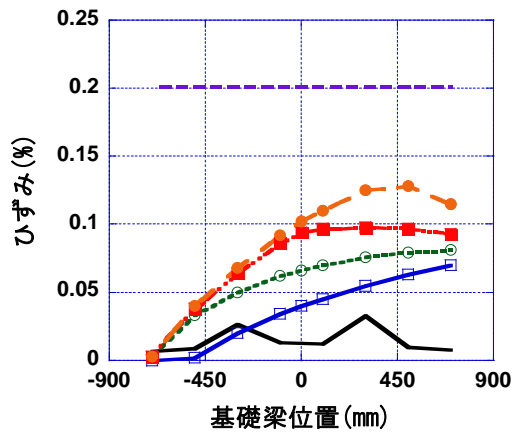
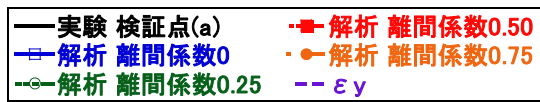
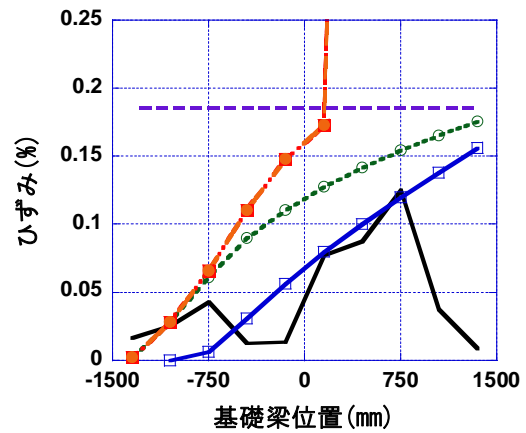


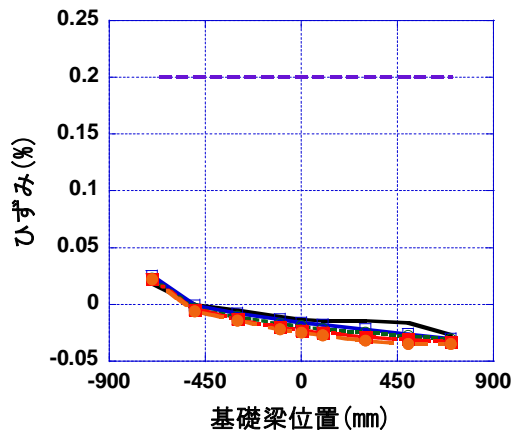
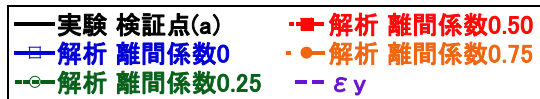
図 4-61 基礎梁に作用するモーメントの分布 検証点(a)



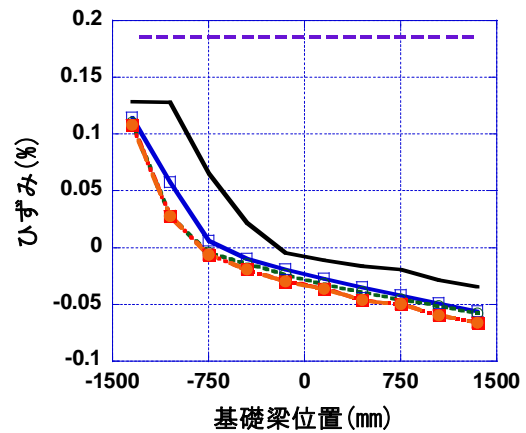
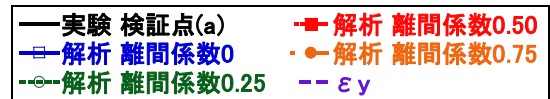
(I) MNW 試験体 上端筋



(II) MNWL 試験体 上端筋



(III) MNW 試験体 下端筋



(IV) MNWL 試験体 下端筋

図 4-62 基礎梁主筋ひずみ分布 検証点(a)

<検証点(b)に関して>

各離間係数に対応するモーメント (M_p 、 M_l 、 M_v の足し算) を図 4-63に示す。また、これらのモーメント分布及び図 4-60に示すような軸力分布を用いて計算した基礎梁主筋のひずみ分布を図 4-64に示す。検証点(b)は、耐震壁が安全限界程度(0.50%)程度まで変形した状況である。MNW試験体に関しては、耐震壁入力水平力の殆どが圧縮柱近傍において伝達される離間係数 0.75 の状況まで離間が進んでいると考えなければ、載荷実験における最大上端筋ひずみを求める事はできない。一方、MNWL試験体に関しては、離間係数 0.25 もしくは 0.50 の上端筋のひずみ分布が、載荷実験のひずみに近い分布を示しており、離間係数 0.50 及び 0.75 のひずみ分布の一部に関しては、基礎梁の曲げ強度を超えるモーメントが入力される為、ひずみ分布の算定が行えなくなっている。この結果から、耐震壁の曲げ変形が増大すると、検証点(a)とは異なり、耐震壁脚部の離間を考えなければ、基礎梁に作用する外力分布を想定できない事、また、基礎梁の曲げ耐力の余裕度によって、耐震壁の離間状況（水平力の伝達分布）が変わる事が分かる。一方、基礎梁下端筋に関しては、検証点(a)よりもさらに、引張杭近傍に集中するひずみ分布の再現が困難になっている。

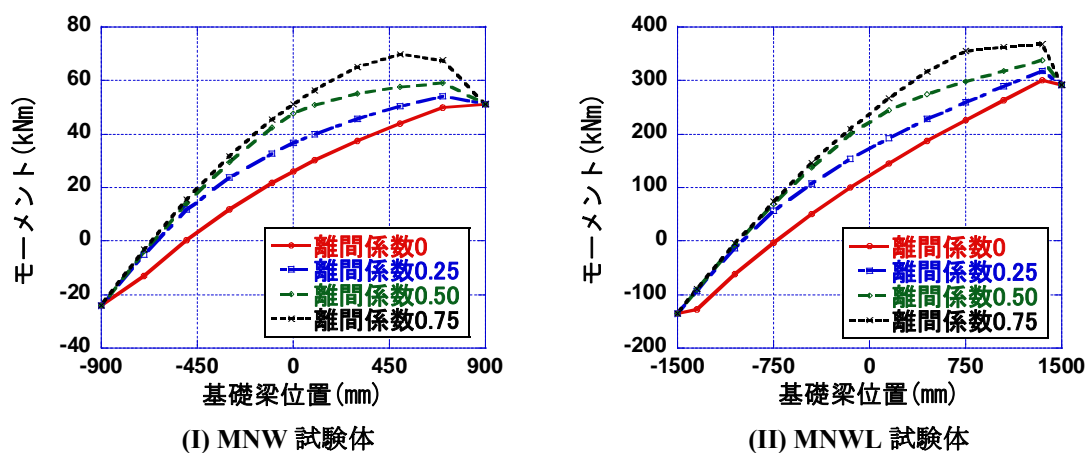
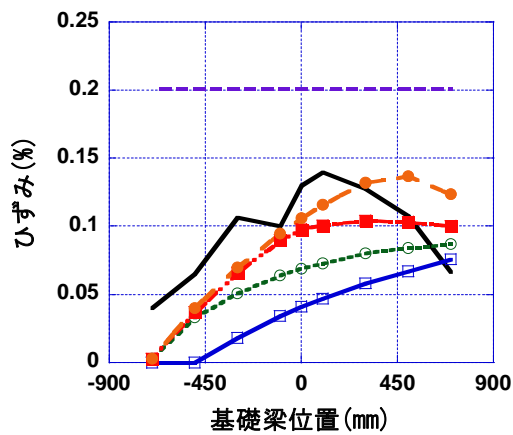
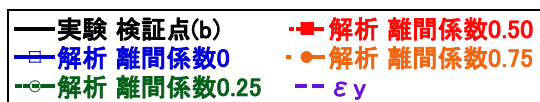
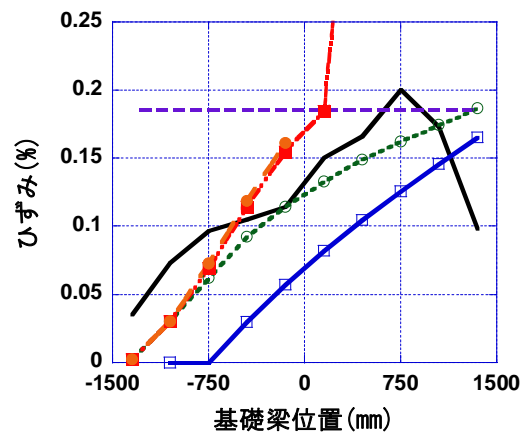
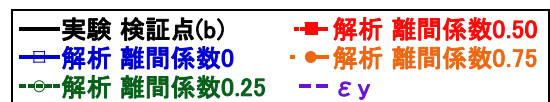


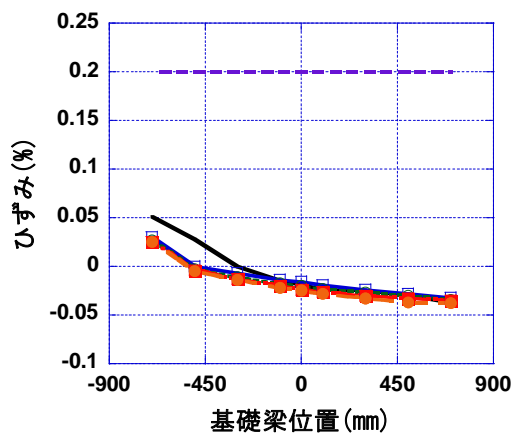
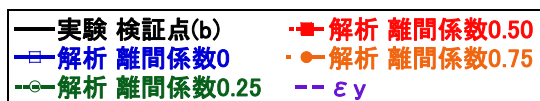
図 4-63 基礎梁に作用するモーメントの分布 検証点(b)



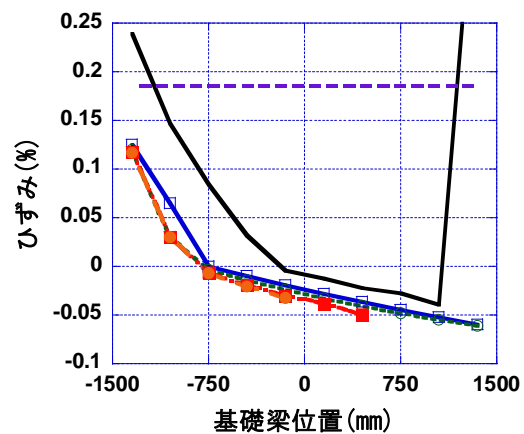
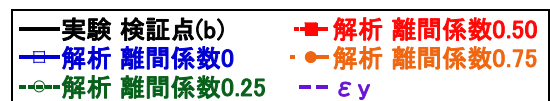
(I) MNW 試験体 上端筋



(II) MNWL 試験体 上端筋



(III) MNW 試験体 下端筋



(IV) MNWL 試験体 下端筋

図 4-64 基礎梁主筋ひずみ分布 検証点(b)

<検証点(c)に関して>

各離間係数に対応するモーメント (M_p 、 M_l 、 M_v の足し算) を図 4-65に示す。また、これらのモーメント分布及び図 4-60に示すような軸力分布を用いて計算した基礎梁主筋のひずみ分布を図 4-66に示す。検証点(c)は、1F耐震壁変形角が 1.0%前後となる非常に大きい変形を与えた状況である。MNW試験体に関しては、最大の離間係数 0.75 を与えても載荷実験におけるひずみ分布を再現する事はできなかった。また、MNWL試験体に関しては、検証点(b)と等しい離間係数 0.25 または 0.50 の状況が維持されており、耐震壁の曲げ変形が増大しているにも関わらず、各モーメントの分布はほとんど変化していないものと考えられる。ゆえに、検証点(b)による結果も踏まえると、MNW試験体とMNWL試験体では、異なる耐震壁の水平力抵抗機構が形成されている可能性がある。また、基礎梁下端筋に関しては、平面保持仮定によるひずみ分布の予測が困難であると既に述べたが、基礎梁上端筋に関しても、ひずみ分布をより精緻に予測する為には、平面保持仮定以外の手法を検討する必要があるように思われる。検証点(c)の基礎梁下端筋のひずみ分布に関しても、検証点(b)における考察と同様に、引張杭近傍におけるひずみ分布を再現する事はできなかった。

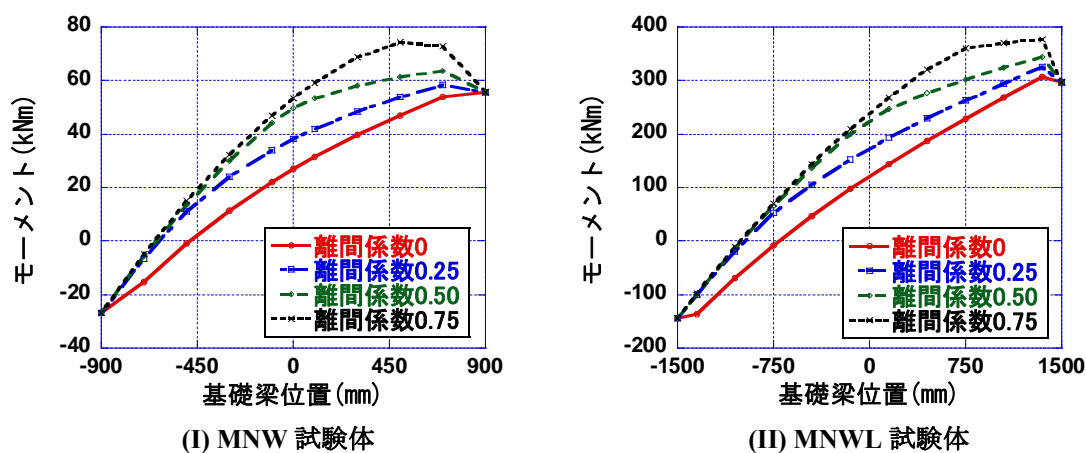
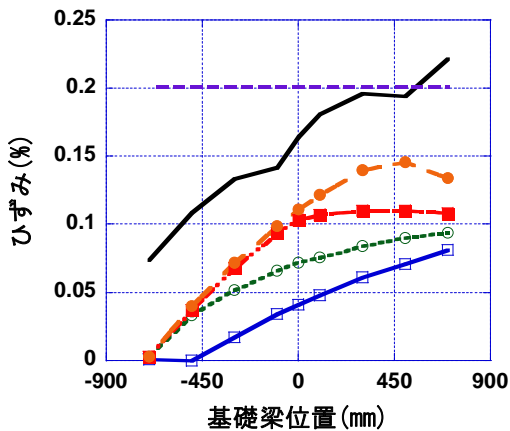
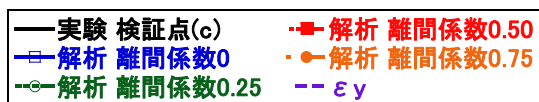
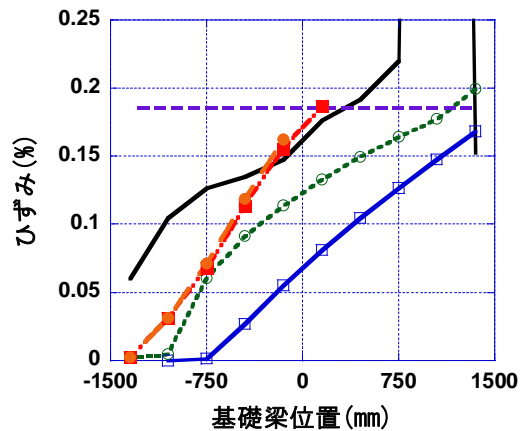
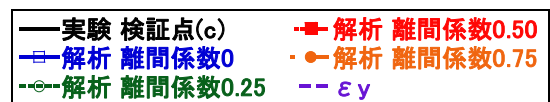


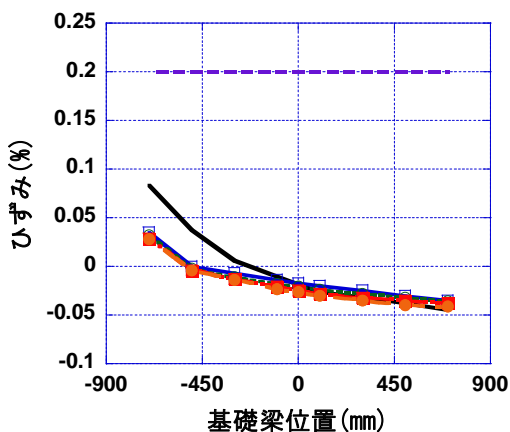
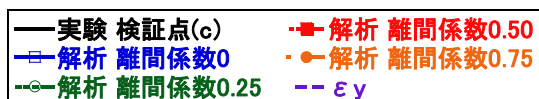
図 4-65 基礎梁に作用するモーメントの分布 検証点(c)



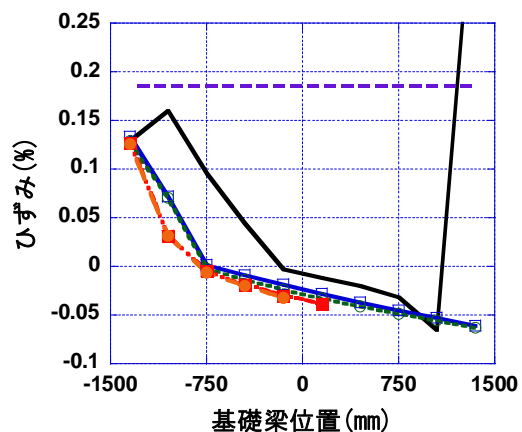
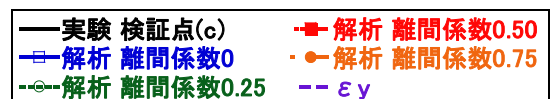
(I) MNW 試験体 上端筋



(II) MNWL 試験体 上端筋



(III) MNW 試験体 下端筋



(IV) MNWL 試験体 下端筋

図 4-66 基礎梁主筋ひずみ分布 検証点(c)

最後に、基礎梁外力モデルを用いた評価法の問題点を以下に示す。

<外力モデルを用いた考察における問題点>

1. 基礎梁はせいが深い為、断面解析の前提である平面保持仮定が成立しているのか。
2. 定義した4つの外力モデルの算定方法が適切であったかどうか。
3. 離間係数を用いて、各外力モデルの分布形状を推移させる手法が適切であったかどうか。

問題点1に関しては、試験体MNWの検討点(c)において基礎梁に作用する全てのモーメント及び引張軸力を作用させても、基礎梁上端筋ひずみの最大値を追跡できなかった事や、各試験体の引張杭近

傍における下端筋の応力集中を予測できなかった事から、平面保持仮定に基づく断面解析自体の解析精度に限界がある可能性がある。また、問題点2に関しては、モーメント分布 M_v の算定時にコンクリートによる圧縮力の寄与を無視した為、耐震壁小変形時における M_v の分布を追跡できていない可能性がある。また、問題点3に関しては、表 4-16に示すように、MNW試験体では検討点(a)から(b)の間で、耐震壁脚部の水平せん断力の伝達割合が急激に変化している事が分かるが、検討点(a)において既に引張柱主筋が降伏し、多数の曲げせん断ひび割れが耐震壁内に発生している事を考えると、この急激な推移はあまり現実的な挙動ではない。

問題点1から3を解決する為には、耐震壁と基礎梁を一体で考える必要があり、本研究では、次章に示すマクロモデルによる数値解析がこれに当たる。

表 4-16 離間係数の推移

		検証点		
		(a)	(b)	(c)
離間係数	MNW	0	0.75	0.75以上
	MNWL	0	0.25-0.50	0.5

4.7. まとめ

本章では、連層耐震壁、基礎梁及び杭の水平力抵抗機構を解明する事を目的とし、PCa 目地を再現した試験体 PCW 及び PCWL を含む計4体のモデル試験体を用いた静的載荷実験に関する考察を行った。耐震壁と基礎梁の変形や損傷を関連付ける事によって、以下の知見が得られた。

- 1) 各試験体とも、耐震壁内に発生した曲げせん断ひび割れは、耐震壁脚部に達した後、床スラブを貫通して、基礎梁まで進展した。基礎梁上端筋の配筋量が多い小型試験体に関しては、曲げせん断ひび割れは基礎梁下端まで進展するものの、ひび割れ幅の増大を基礎梁上端筋が抑制し、最終的には、圧縮柱のコンクリートの圧壊、柱主筋の座屈、破断によって、水平耐力が低下した。一方、基礎梁上端筋の配筋量が少ない大型試験体に関しては、曲げせん断ひび割れが基礎梁下端縁まで進展し、このひび割れに沿って、基礎梁下端を中心として、耐震壁が回転するような挙動が確認された。その結果、1F 耐震壁変形角にして 4.0%程度まで押し切り載荷を行ったが、圧縮柱のコンクリートの損傷も軽微に抑えられ、水平耐力の低下は見られなかった。ゆえに、基礎梁上端筋の設計によって、耐震壁の破壊メカニズムが変化する可能性がある事が確認された。
- 2) 基礎梁上端に伸びが発生する事によって、1F 耐震壁にせん断変形が生じる事を確認した。基礎梁主筋の配筋量が多く、曲げに対して安全側に設計した小型試験体に関しては、基礎梁上端の伸びが小さく抑えられる為、各変形成分の包絡線に関しては、既往の耐震壁の復元力特性算定法で評価する事ができた。但し、各変形成分の割合まで見ると、耐震壁のせん断変形を過小評価していることが分かった。基礎梁主筋の配筋量が少なく、曲げに対して危険側に設計した大型試験体に関しては、基礎梁上端の伸びによる影響が大きく、1F 耐震壁においてせん断変形の割合が増えるだけでなく、耐震壁の負担水平荷重も低下した。その結果、曲げ、せん断共に、実験の包絡線を精度良く予測する事はできなかった。
- 3) 小型試験体に関しては、設計時の狙い通り、耐震壁引張柱主筋の降伏が基礎梁上端筋の曲げ降伏

に先行する事が確認された。大型試験体に関しては、設計時には耐震壁引張柱主筋の降伏よりも先に基礎梁上端筋の曲げ降伏が起こるような設計としていたが、小型試験体と同様に、耐震壁引張柱主筋の降伏が基礎梁上端筋の曲げ降伏に先行する結果となった。大型試験体に関しては、1F 引張柱の伸びと基礎梁上端筋の伸びに線形関係が見られる為、基礎梁の損傷を評価する為には、耐震壁の曲げ変形と関連付ける必要がある。

- 4) 基礎梁上端筋のひずみ分布を見ると、いずれの試験体に関しても、基礎梁の全スパンに渡り、平均的にひずみが分布している事が分かる。ゆえに、設計時に用いられる杭からの曲げ戻しモーメントから想定されるひずみ分布とは対応しておらず、耐震壁から伝達される外力（壁筋による鉛直方向力等）によって生じるモーメントも評価する必要があると考えられる。また、杭からの曲げ戻しモーメントに従って、基礎梁スパン中心位置付近では、基礎梁主筋のカットオフが行われる事があるが、また、一般的に設計時に想定した杭からの曲げ戻しモーメント分布を用いて、基礎梁スパン中心位置付近では、基礎梁主筋のカットオフが行われる事があるが、スパン中心位置においても、圧縮杭近傍と匹敵する大きさのひずみ分布が得られている事を考えると、カットオフ部分に変形が集中する可能性がある。
- 5) 基礎梁下端筋に関しては、いずれの試験体に関しても曲げに対して十分な安全率となるように設計を行ったが、引張杭近傍で観測された下端筋ひずみ量から推定される引張力は、設計時の想定を大きく上回るものであった。ゆえに、既往の平面保持に基づく算定法では、基礎梁下端筋の引張杭近傍における応力集中を評価する事はできない。
- 6) 基礎梁上端筋とスラブ筋のひずみ分布を比較する事で、スラブ筋が引張鉄筋として有効に働いているかどうかを確認した。スラブ筋は径が細く、付着強度が降伏強度に比べて強い為、スラブ筋のひずみ分布にはばらつきが多く見られたが、基礎梁上端筋と同様のひずみが得られている箇所も多く、本実験では、スラブ面内の全てのスラブ筋が基礎梁上端の引張鉄筋として有効に働いているものとした。
- 7) 鉛直方向の PCa 目地のみを設置した PCW 試験体の耐震壁及び基礎梁の挙動は、一体打ち耐震壁を有する MNW 試験体とほぼ等しいものとなった。一方、鉛直方向だけでなく水平方向にも目地を配した PCWL 試験体に関しては、水平目地を介して曲げせん断ひび割れが、耐震壁全体に分散した。その結果、耐震壁の包絡線に関しては、一体打ち耐震壁を有する MNWL 試験体と大きな違いは見られなかったが、1F 耐震壁の曲げ変形とせん断変形の割合を見ると、MNWL 試験体に比べ、PCWL 試験体の方が、せん断変形の割合が大きくなっている事が確認できた。また、同様の理由で、1F 耐震壁変形角に対する 2F 耐震壁変形角の割合を比べると、MNWL 試験体よりも PCWL 試験体の方が、2F 耐震壁の変形が大きくなっている。

また、載荷実験において確認された基礎梁主筋のひずみ分布を再現する事によって、耐震壁下基礎梁に作用する外力分布を想定する事を目的とした数値解析を行った。具体的な手法としては、外力分布を仮定し、断面解析によって、その外力条件（モーメント及び軸力）を満たす時の基礎梁主筋のひずみ分布を算定した。その結果を実験結果と比較する事で、実験において基礎梁に作用する外力分布を想定する事ができる。以下に数値解析に関して得られた知見を示す。

- 1) 基礎梁に作用する外力を杭からの曲げ戻しモーメントと引張軸力とする、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説の設計手法を用いた数値解析の結果は、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、本実験試験体における基礎梁主筋の最大ひずみ値を過小評価した。また、載荷実験では、危険断面位置（圧縮杭近傍）におけるひずみ値に匹敵する大きさのひずみ値が、基礎梁スパン中心付近においても確認されているが、杭からの曲げ戻しモーメントのみを考慮した場合には、スパン中心付近におけるひずみ値は小さくなり、ひずみ分布も一致しない事が分かった。基礎梁下端筋に関しても、載荷実験において観測された引張杭近傍にひずみが集中する挙動を再現する事はできなかった。
- 2) 基礎梁上端筋の最大ひずみ値の予測精度を改善する為、既往の設計法では評価されていない耐震壁脚部から伝達される水平方向力によるモーメント M_I と鉛直方向力によるモーメント M_v も合わせて評価した。つまり、杭の曲げ戻しモーメント M_p と合わせて、計3種類のモーメントと軸力 N を同時に基礎梁に作用させた。また、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、基礎梁に作用するモーメント M_I 、 M_v 及び軸力 N の分布が変化し、その結果、載荷実験中において観測されたように、基礎梁上端筋のひずみ分布が推移するものと仮定し、耐震壁脚部の水平力の伝達状況を示す離間係数を用いて、モーメント及び軸力分布の推移をモデル化した。但し、この離間係数と耐震壁の変形との関係は定量的には定義できていない。
- 3) 離間係数と新しく考慮するモーメントとを組み合わせる事によって、基礎梁上端筋のひずみ分布及び最大ひずみ値の解析精度は、杭の曲げ戻しモーメントのみを用いた場合と比べ、大幅に上昇した。しかしながら、予測精度は十分なものとは言えず、実験結果と適合しない部分も多い。基礎梁の曲げに対する余裕度が高い MNW 試験体に関しては、耐震壁の曲げ変形の増大に応じて離間係数を増大させる事によって、載荷実験における基礎梁主筋のひずみ分布が推移する傾向を追跡する事ができたが、基礎梁の曲げに対する余裕度が低い $MNWL$ 試験体に関しては、基礎梁上端筋の降伏により、離間係数は0.50で頭打ちとなった。ゆえに、 $MNWL$ 試験体では、耐震壁の曲げ変形の増大に関わらず、耐震壁脚部の比較的広い範囲で水平力の伝達が行われる事になる。したがって、基礎梁の曲げ余裕度が異なる MNW 試験体と $MNWL$ 試験体では、耐震壁の変形機構や水平力の伝達機構が異なったものになると考えられる。また、基礎梁下端筋に関しては、離間係数と新しく考慮するモーメントとを組み合わせる手法では、載荷実験において観測された引張杭近傍におけるひずみ集中を予測する事はできなかった。

<4章 参考文献>

- [4-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001
- [4-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- [4-3] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1996.6

第5章 解析的研究1：マクロモデルによる水平力抵抗機構の解明

5.1. はじめに

4章で確認された張間方向構造要素に関する既往の設計法の問題点の多くは、耐震壁と基礎梁、杭を一つの構造要素として捉えていない事に起因する。基礎梁上端の伸びによって耐震壁に付加的な変形が生じる挙動や、耐震壁の耐力低下は、耐震壁脚部の境界条件を固定端とする既往の評価法では再現できなかった。また、基礎梁の損傷の程度を示す指標である基礎梁主筋のひずみ分布に関しても、耐震壁から伝達される水平方向力や鉛直方向力を考慮する事で、既往の評価式よりも、実験結果に近いひずみ分布を再現する事はできたものの、「耐震壁の変形」と「基礎梁に作用する外力分布」の関係を明確に定義する事はできず、耐震壁と基礎梁の挙動を独立して評価する事の問題点が鮮明になった。また、幅に比べ、せいが大きい基礎梁に対して、平面保持を仮定した断面解析を行ったが、基礎梁上端筋や下端筋のひずみ分布には、実験結果と対応しない部分が多く見られた。ゆえに、耐震壁と基礎梁を一体で考える事ができ、なおかつ、各部材内における応力伝達機構を再現する事ができる手法が、張間方向構造要素の水平抵抗機構を解明する上で不可欠である。

本章では、ストラット・タイ理論に基づいた試験体のマクロモデルを構築し、実験結果との比較を行う事で、耐震壁、基礎梁及び杭の水平抵抗機構を解明する。試験体の挙動を再現する方法としては、マクロモデルを用いた数値解析だけではなく、FEM 解析も有効な手段として考えられる。これは、FEM 解析と比べ、マクロモデルでは、予め部材間の応力伝達機構や変形機構を予測した上で、解析モデルを組み上げなければならない為である。しかしながら、FEM 解析は要素数が多く、材料構成則や計算過程が複雑になる為、マクロモデルと比べ、計算に要する労力が大きい。ゆえに、架構全体の挙動の再現する場合、つまり、実際の建築物の設計には必ずしも適している訳ではない。

そこで、本研究では、まず FEM 解析を用いた予備解析を行い、載荷実験で確認された実験試験体の変形や破壊のメカニズムが再現できるかどうかを確認する。FEM 解析に用いたソフトウェアは、鉄筋コンクリート構造物の2次元非線形解析プログラム WCOMD である。実験結果との比較検討後、コンクリート圧縮束の角度や各部材の変形メカニズム等、必要となる情報を抽出し、ストラット・タイ理論に基づくマクロモデルを構築する。なお、解析対象は、MNW 試験体と MNWL 試験体とし、一体打ち耐震壁よりも、複雑な水平抵抗機構が形成されるものと考えられるプレキャスト試験体は取り扱わない。

最終的に提案したマクロモデルは、望月らが提案した耐震壁モデルをベースとして、前川らが提案した材料構成則及び二羽らが提案した梁柱部材のモデル化の手法（格子モデル）を参考として構築した。提案したモデルの概要を図 5-1に示す。数値解析に使用したソフトウェアは、構造解析設計ソフト Sap2000. ver.11 である。なお、柱主筋抜け出し以外のモデルに関しては、各材料構成則は繰り返し載荷を想定してモデル化を行った。

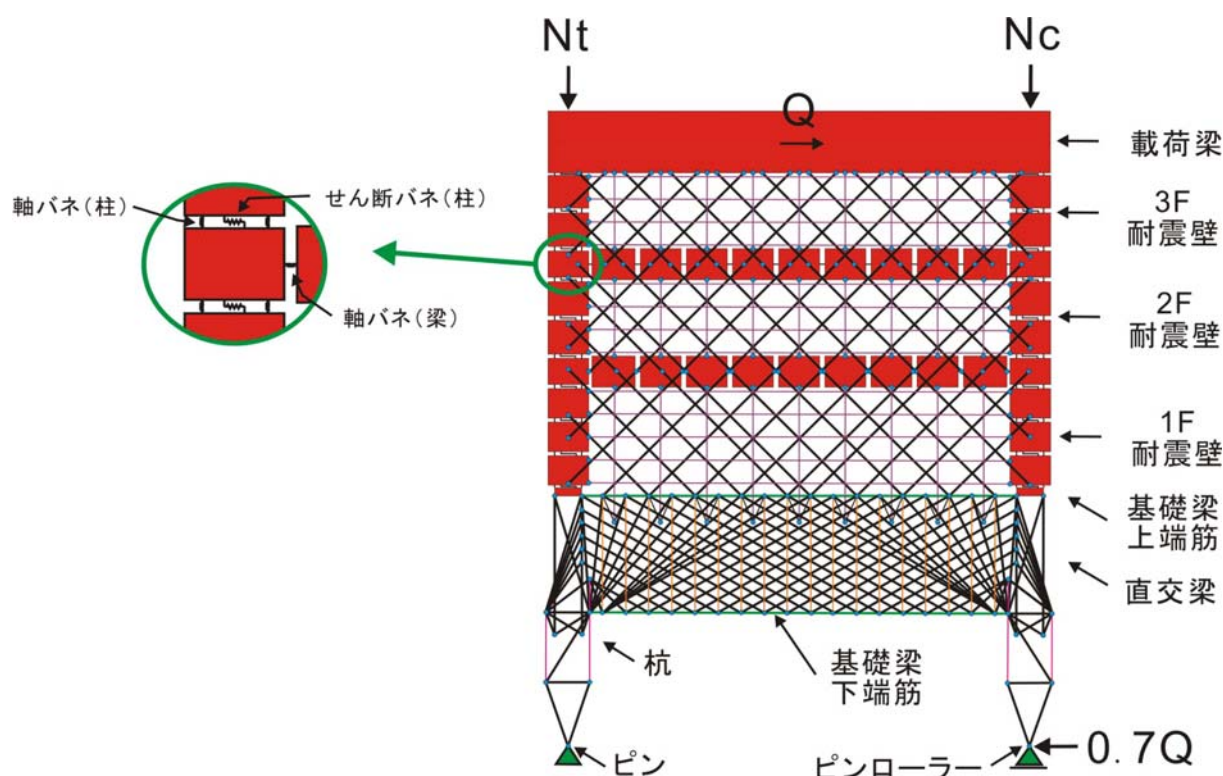


図 5-1 提案した試験体モデル（大型試験体）

5.2. FEMによる予備解析

5.2.1 解析モデル概要

本研究でFEM解析に用いたソフトウェアは、鉄筋コンクリート構造物の2次元非線形解析プログラムWCOMDである。RC要素に対しては、部材の全体的な挙動を示すのに適した分散ひび割れモデルが用いられており、異なる部材の境界面に関しては、離間ひび割れモデルを用いて、鉄筋の抜け出しや接合面のずれ、めり込みを再現する事が可能となっている。いずれのモデルに関しても、岡村・前川らによって提案された経路依存型の履歴モデルが採用されており、優れた解析精度と収束性を持つ事が多くの論文[5-1]～[5-5]で既に示されている。本研究でも、WCOMDに用いられている多くの非線形材料構成則をマクロモデルに採用している。

RC要素には、8節点アイソパラメトリック平面応力要素が用いられている。このモデルでは、4方向までのひび割れ（擬似直交2方向ひび割れ）を考慮する事ができる。また、分散ひび割れモデルを採用している為、荷重と変形の関係は、平面応力-平面ひずみ関係に基づいて算定される。コンクリートの構成則には、弾塑性破壊モデル、テンションスティフニングモデル、せん断伝達モデルが用いられており、ひび割れの方角に応じてそれぞれの構成則がモデル化されている。以下に各モデルの概要を示す。

<弾塑性破壊モデル及びテンションスティフニングモデル>

図5-2にひび割れ直角方向の圧縮・引張伝達モデルを示す。コンクリートの圧縮域における応力-ひずみ関係は、以下の算定式で表され、損傷の程度を示す破壊パラメータと塑性ひずみによってその形状が決まる。また、圧縮方向に対して直交な方向で過去に経験した最大引張ひずみを用いて、圧縮強度の低減が行われる。

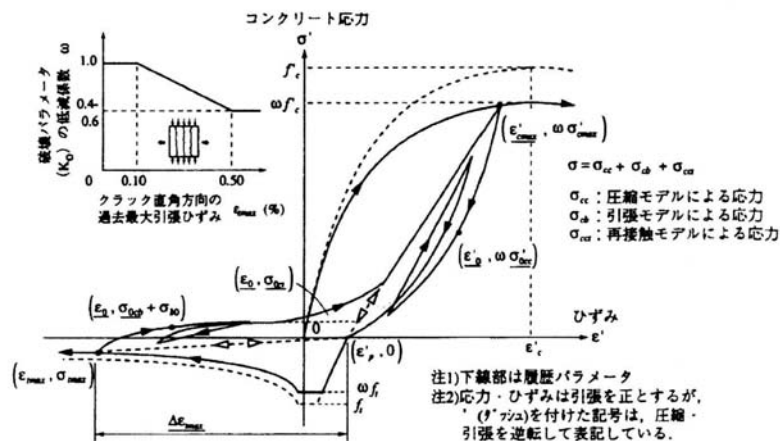


図 5-2 ひび割れ直角方向の圧縮・引張伝達モデル

$$\sigma = \omega K_o E_{co} (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (5-1)$$

$$K_o = e^{(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} (1 - e^{(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c})}))} \quad (5-2)$$

$$\varepsilon_p = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} (1 - e^{(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c})}) \right) \cdot \varepsilon \quad (5-3)$$

- σ : コンクリートの負担応力
 K_o : 破壊パラメータ
 ω : 破壊パラメータの低減係数
 E_{co} : 初期剛性
 ε : ひずみ
 ε_c : 一軸圧縮強度時のひずみ
 ε_p : 塑性ひずみ

一方、引張域においては、テンションスティフニングモデルに従って、ひび割れ発生後の履歴が決まる。鉄筋要素では引張応力開放率として $C=0.4$ が、また無筋コンクリートに関しては、コンクリートの破壊エネルギーと要素の寸法から応力開放係数が決まる。以下に、引張応力開放率の算定方法を示す。

コンクリートの引張強度_[5-9]は、以下の式で算定される。

$$f_t = 0.23 f_c^{\frac{2}{3}} \quad (5-4)$$

f_t : コンクリートの一軸引張強度(MPa)
 f_c' : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)

コンクリートの復元力特性_{[5-1][5-4]}に関しては、引張ひずみ ε_{to} でひび割れが発生した後、引張ひずみが $\varepsilon_{tu}(=2\varepsilon_{to})$ に達すると、軟化を始めるものと定義されている。軟化時の算定式は、以下の式で与えられる。

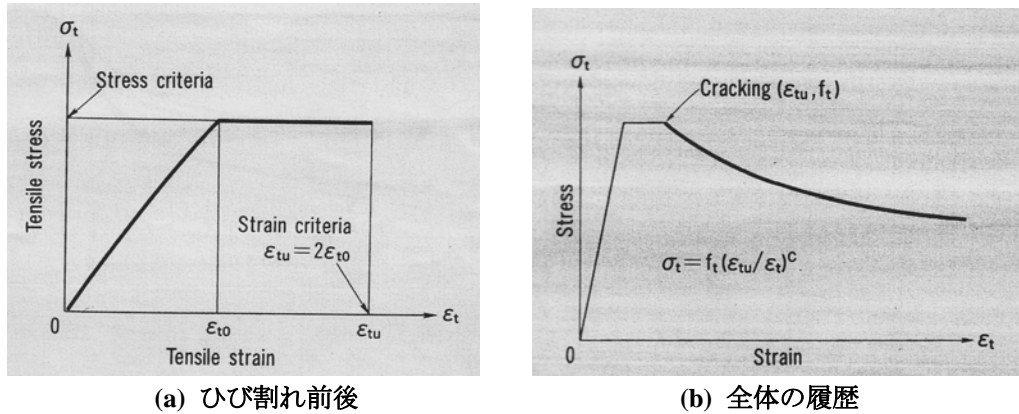


図 5-3 前川らによるコンクリートのテンションスティフニングモデル

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_{tu} / \varepsilon_t)^C \quad (5-5)$$

f_t : コンクリートの一軸引張強度(MPa)
 σ_t : コンクリートの引張応力(MPa)
 C : 引張応力開放率

無筋コンクリートの引張応力ー平均ひずみ関係_[5-9]は以下のように表される。ゆえに、要素の寸法とコンクリートの破壊エネルギーが決まれば、引張応力開放率が求まることになる。

$$\frac{G_f}{L} = \int_{\varepsilon_{tu}}^{\varepsilon_u} f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^C d\varepsilon_t + \frac{1}{4} f_t \varepsilon_{tu} \quad (5-6)$$

G_f : 破壊エネルギー(N/mm²*mm)
 L : メッシュサイズ (長さ) (mm)
 f_t : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)
 ε_t : コンクリートの平均引張ひずみ
 ε_{tu} : ひび割れ発生時のひずみ
 ε_u : 最大ひずみ(=25000*10E-6)

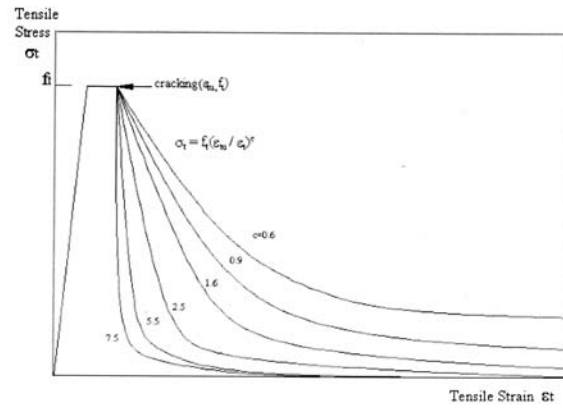


図 5-4 破壊エネルギーと引張応力-ひずみ関係

破壊エネルギーは、文献_[5-6] pp.2-5 に示されるように、最大骨材粒径による影響を受け、骨材粒径が大きくなるほど、破壊エネルギー量が増大する事が知られている。算定式を以下に示す。

$$G_f = \alpha_F (f_c' / 10)^{0.7} \quad (5-7)$$

α_F : 最大骨材粒径に関わる係数
 f_c' : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)
 G_f : 破壊エネルギー(Nm/m²)

表 5-1 CEB による係数 α_F

dmax (mm)	α_F
8	4
16	6
32	10

これに対し、土屋らは、文献_[5-7]において、 α_F に関する算定式を提案している。

$$\alpha_F = 1.25 \cdot d_{\max} + 10 \quad (5-8)$$

d_{\max} : 骨材最大寸法

また、RC 要素におけるひび割れの発生条件は、以下の算定式に従って行われる。

$$\frac{\sigma_1}{R_f \cdot f_t} = 1.0 \quad (\text{圧縮-引張領域}) \quad (5-9)$$

$$\frac{\sigma_1}{R_f \cdot f_t} + 0.26 \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1.0 \quad (\text{引張-引張領域}) \quad (5-10)$$

σ_1 : 主応力 (引張を正、 $\sigma_1 > \sigma_2$)

R_f : 引張強度低減パラメータ

f_t : 1 軸引張強度

<せん断伝達モデル>

ひび割れ面でのせん断伝達に関しては、コンクリートひび割れ面の形状を考慮した接触密度関数に基づく応力伝達モデルが採用されている。伝達せん断応力は、正規化せん断ずれひずみによって決まる為、ひび割れ幅が開くとせん断剛性が低くなり、閉じたひび割れはせん断剛性が大きくなっている。

$$\beta = \frac{\gamma}{\varepsilon_t}$$

(5-11)

β : 正規化せん断ずれひずみ

γ : ひび割れに沿ったせん断ずれによる平均せん断ひずみ

ε_t : ひび割れ直交方向の平均引張ひずみ

a) 1 方向ひび割れ場での平均せん断応力

$$\tau = G\gamma$$

τ : 平均せん断応力 γ : 平均せん断ひずみ

G : ひび割れたコンクリートの割線せん断剛性

$$G = \frac{1}{1/G_c + 1/G_{cr}}$$

G_c : ひび割れのないコンクリートの割線せん断剛性

G_{cr} : ひびわれ面の割線せん断剛性

$$G_{cr} = \frac{\tau_{cr}(\beta)}{\gamma_{cr}} \quad (\beta = \gamma_{cr} / \varepsilon_t)$$

$$\gamma = \gamma_c + \gamma_{cr} \approx \gamma_{cr}$$

$\tau_{cr}(\beta)$: ひびわれ面でのせん断伝達応力 (下図b))

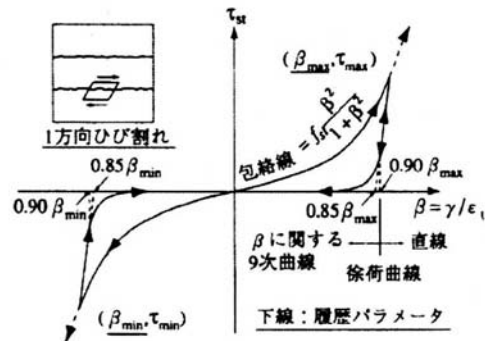
γ_{cr} : ひび割れに沿ったせん断ずれによる平均せん断ひずみ

ε_t : ひび割れ直交方向の平均引張ひずみ

γ_c : ひび割れのないコンクリート部分の平均せん断ひずみ

f_{cr} : ひび割れ面でのせん断伝達強度

$$f_{cr} = 3.8 f_c^{1/3} \quad f_c' : 1 \text{ 軸圧縮強度(MPa)}$$



b) ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(a) 1 方向ひび割れ場

a) 直交 2 方向ひび割れ場での平均せん断応力

$$\tau = G\gamma$$

τ : 平均せん断応力

γ : 平均せん断ひずみ

G : ひび割れたコンクリートの割線せん断剛性

$$G = \frac{1}{1/G_c + 1/G_{cr1} + 1/G_{cr2}}$$

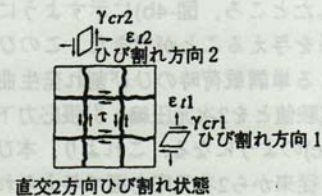
G_c : ひび割れのないコンクリートの割線せん断剛性

G_{cr1}, G_{cr2} : ひび割れ方向、2 に沿ったひびわれ面の割線せん断剛性

$G_{cr1} = \tau_{cr1}(\beta_1) / \gamma_{cr1}$ ($\beta_1 = \gamma_{cr1} / \varepsilon_{t1}$) $\tau_{cr}(\beta)$: ひびわれ面でのせん断伝達応力 $\varepsilon_{t1}, \varepsilon_{t2}$: ひび割れ方向 1, 2 に直交方向の平均引張ひずみ

$G_{cr2} = \tau_{cr2}(\beta_2) / \gamma_{cr2}$ ($\beta_2 = \gamma_{cr2} / \varepsilon_{t2}$) $\gamma_{cr1}, \gamma_{cr2}$: ひび割れ方向 1, 2 に沿ったせん断ずれによる平均せん断ひずみ γ_c : ひび割れのないコンクリート部分の平均せん断ひずみ

$$\gamma = \gamma_c + \gamma_{cr1} + \gamma_{cr2} \approx \gamma_{cr1} + \gamma_{cr2}$$



直交2方向ひび割れ状態

(b) 直交 2 方向ひび割れ場

図 5-5 せん断伝達モデル

また、多方向にひび割れが生じる場合には、図 5-6に示すようにアクティブクラックに関してのみ、せん断変形が考慮される。アクティブクラックによる手法とは、より開いたひび割れに関する座標系を選択する方法で、この座標系に従って、せん断変形の算定が行われる。

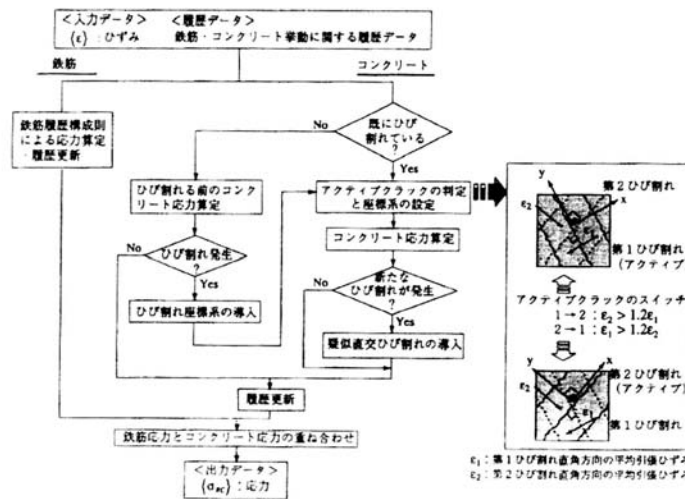


図 5-6 擬似直交 2 方向にひび割れる鉄筋コンクリート要素の応力算定

鉄筋の構成則としては、テンションスティフニングモデルと加藤モデルが用いられている。なお、鉄筋単独の挙動_[5.1]に関しては、以下の算定式で与えられる。この鉄筋単体の履歴は、接合要素において用いられる。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_y \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ f_y + (1.01 f_u - f_y) \left(1 - e^{\frac{(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s)}{0.032 \times (400 / f_y)^{1/3}}} \right) & \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

(5-12)

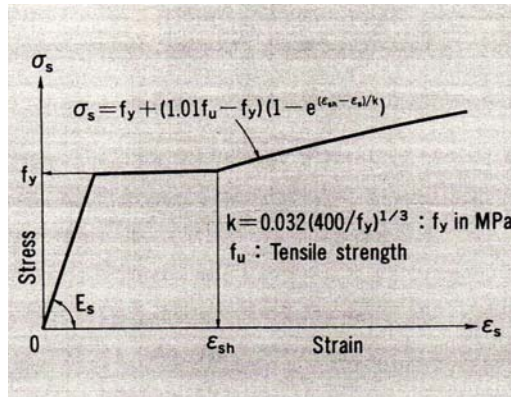
E_y : 鉄筋の弾性係数 (MPa)

f_y : 鉄筋の降伏強度 (MPa)

f_u : 鉄筋の引張強度 (MPa)

ε_y : 鉄筋の降伏強度時ひずみ

ε_{sh} : 鉄筋の硬化開始時のひずみ



RC 要素内の鉄筋の復元力特性は、コンクリートのテンションスティフニングモデルと組み合わせて使用され、平均応力-平均ひずみ関係で与えられる。その結果、鉄筋の降伏は、ひび割れ発生位置で最初に生じるため、要素全体で見ると、鉄筋が降伏する時の鉄筋の平均応力は、単体の鉄筋の降伏強度よりも低下する。平均応力-平均ひずみ関係における鉄筋の降伏強度は以下の式で与えられる。

$$f_{yo} + \frac{\sigma_x}{p} = f_{yt}$$

(5-13)

f_{yo} : 鉄筋の平均降伏強度
 σ_x : コンクリートの平均応力
 p : 鉄筋比
 f_{yt} : 鉄筋単体降伏強度

したがって、RC要素内で用いられる鉄筋の復元力特性は、図 5-8に示すように与えられる。鉄筋降伏後の復元力特性は、単体の鉄筋の降伏強度及び降伏時ひずみを、それぞれ f_{yt} 、 ε_y とすると、 $(12\varepsilon_y, 1.1f_{yt})$ 及び $(50\varepsilon_y, 1.5f_{yt})$ を通るバイリニアとなる。最終的に、鉄筋の復元力特性はトリリニアで表される。

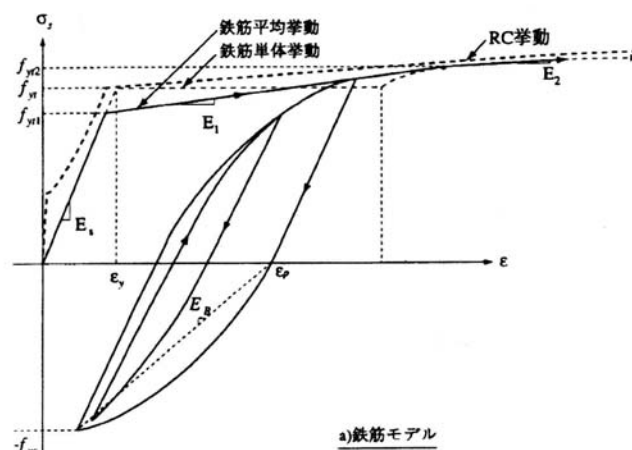


図 5-8 鉄筋モデル

また、繰り返し載荷時の復元力特性に関しては、バウシinger効果や引張、圧縮両方の塑性硬化を精度良く再現できる加藤モデルと等価な多重塑性要素モデルが用いられている。

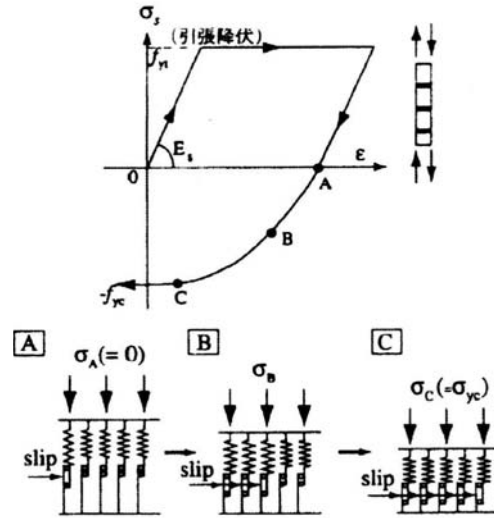


図 5-9 加藤モデルと等価な多重塑性要素モデル

一方、接合要素に関しては、鉄筋の滑り－ひずみモデル、コンクリートモデルが用いられている。以下に各モデルの概要を示す。

<鉄筋の滑り－ひずみモデル>

鉄筋の抜け出し量を無次元化した S と鉄筋ひずみとの関係は、算定式(5-14)及び図 5-10に示すように定義される。単調載荷時における算定方法を示す。

$$S = \begin{cases} \varepsilon_s (6 + 3500 \varepsilon_s) & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ S_y = \varepsilon_y (6 + 3500 \varepsilon_y) & \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \text{Min}(A, B) & \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

$$A = S_y + 0.2(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})$$

$$B = S_y / 2 + 0.06 + 0.07(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})$$

(5-14)

- ε_s : 鉄筋のひずみ
- ε_y : 鉄筋の降伏ひずみ
- ε_{sh} : 鉄筋の硬化開始時のひずみ
- f_y : 鉄筋の降伏強度
- f_u : 鉄筋の引張強度

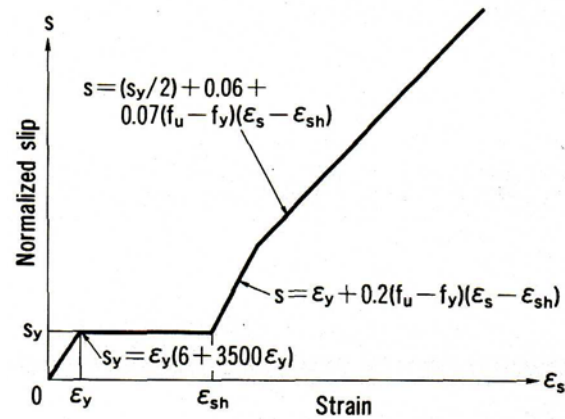


図 5-10 無次元化した鉄筋の抜け出し－鉄筋ひずみ関係

無次元化された滑り量と実際の滑り量の関係は以下の式で算定される。

$$s = \frac{Slip}{D} \left(\frac{f'_c}{20MPa} \right)^{2/3}$$

(5-15)

D : 鉄筋の径

f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)

<コンクリートモデル>

離間ひび割れ面の変位は、鉄筋の抜け出し量 s から算定される開口変位 ω とせん断ずれ変位 δ で与えられる。ひび割れ発生前のコンクリートの応力は以下の算定式に示す通りである。但し、離散ひび割れ面の高さに関しては、本来 0 であるべきだが、数値解析上はコンクリートの最大骨材寸法程度の値が用いられている。

$$\begin{Bmatrix} \tau_c \\ \sigma_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} G_c / l & 0 \\ 0 & E_c / l \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \\ \omega \end{Bmatrix}$$

(5-16)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

E_c : コンクリートの縦弾性係数

τ_c : ひび割れ面におけるせん断応力

σ_c : ひび割れ面における直応力

一方、ひび割れ発生に関しては、せん断応力と直応力が同時に作用する場合を考慮し、以下の算定式で計算される。

$$\frac{\tau_c}{f'_c} = \begin{cases} 0.14 - 1.37\sigma_c / f'_c \\ 0.14 - 0.14\sigma_c / f_t \end{cases}$$

(5-17)

f'_c : 1 軸圧縮強度

f_t : 1 軸引張強度

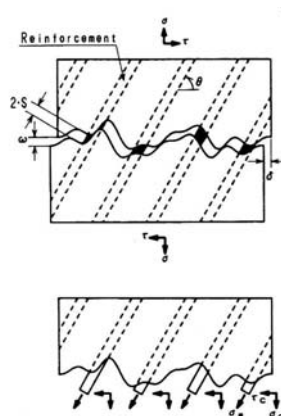


図 5-11 離間ひび割れ

また、ひび割れ発生後に関しては、李・前川による接触面密度関数の概念をさらに一般化した Bujadham らによるモデルが用いられる。このモデルでは、①ひび割れ面接触点での摩擦と局所塑性変形、②接触点の破壊、③接触点での異方塑性挙動がそれぞれ別々に考慮される。

5.2.2 試験体モデル

図 5-12 に試験体モデルを示す。WCOMD では、RC 要素の材料構成則として分散ひび割れモデルが採用されているので、一つの要素に複数のひび割れが発生するように配慮して、要素の大きさを決める必要がある。本研究では、MNW 試験体は一辺 200mm の正方形を、MNWL 試験体に関しては一辺 250mm の正方形を耐震壁の要素の基本寸法とした。その結果、各層は高さ方向に 2 ～ 3 分割される事となる。各試験体で最もひび割れが多く発生する 1F 側柱の曲げひび割れの本数は、MNW 試験体で 9 本程度、MNWL 試験体で 11 本程度であった。ゆえに、一つの要素に含まれるひび割れは、3 本から 5 本程度となり、分散ひび割れモデルを用いる際の条件を満たしている。

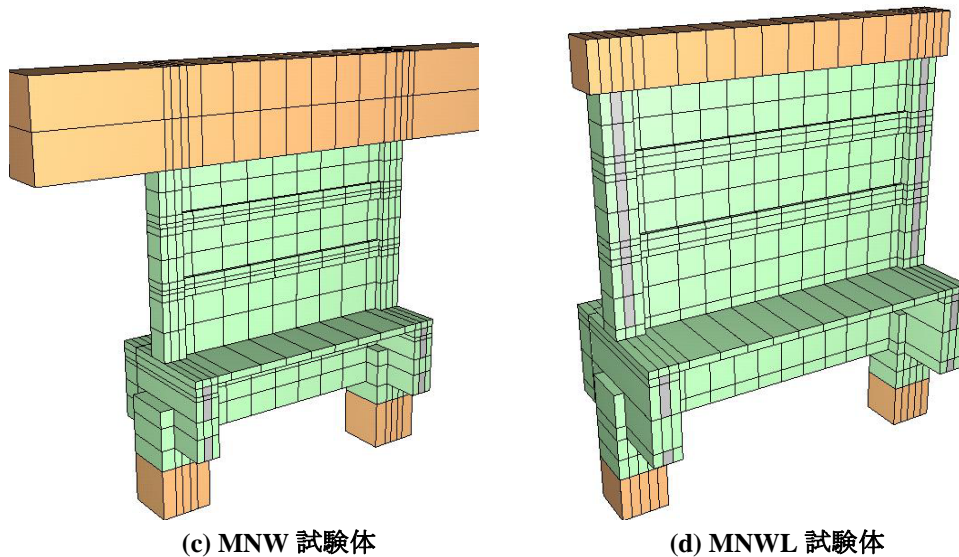


図 5-12 FEM 解析に用いた試験体モデル

分散ひび割れモデルを用いる場合、鉄筋は各要素に均等に分布しているものとして考えられ、鉄筋量は、鉄筋比として与えられる。ゆえに、各要素の重心と鉄筋の図心は一致する。そこで、試験体モデルに関しても、柱、梁部材は、せいを三分割し、各要素の重心が、主筋の図心と一致するように要素の分割を行った。但し、杭に関しては、せいを 5 分割したが、柱部材と要素幅を揃えた為、主筋の図心は、要素の重心から若干ずれている。但し、杭には曲げ降伏しないように十分な量の主筋を与えており、弾性体に近い挙動を示すものと考えられるので、重心と図心がずれる影響は非常に小さくなると考えられる。また、基礎梁のせいに関しては、MNW 試験体で 6 分割、MNWL 試験体で 5 分割し、各要素の中心位置が、主筋断面の中心位置と一致するように要素幅を決めた。

両試験体の床スラブと直交梁は、隣接する基礎梁や柱と比べて鉄筋量が少ない。5.2.1 でも示したように、このモデルでは、鉄筋比によってコンクリートの負担する引張力の割合が変化し、復元力特性が大きく変化するので、鉄筋量が大きく異なる床スラブと基礎梁、直交梁と柱は厚み方向に対して別々にモデル化する事が好ましい。そこで、床スラブ（MNW試験体：800mm、MNWL試験体：1350mm）、直交梁（MNW試験体：740mm、MNWL試験体：1240mm）については、オーバーラッピング要素（厚さ方向に 2 つの異なる材料要素を示す事ができるモデル）を用いて別途モデル化し、基礎梁や柱の鉄筋比に影響を与えないように配慮した。また、MNWL試験体の柱中心要素（88mm）に関しても、図 5-13(b)に示すように、中央の無筋コンクリートと端部の主筋周辺を分割してモデル化を行っている。

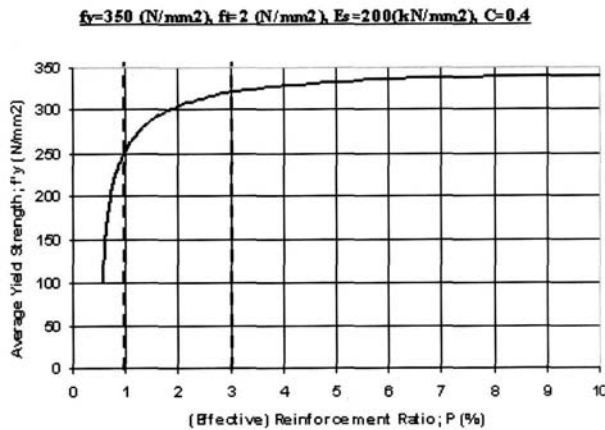
また、特に鉄筋比が小さい要素に関しては、鉄筋の量を示す鉄筋比とは別に、「各鉄筋断面積に対して付着効果が及ぶ領域の比率」を示す鉄筋単体の有効鉄筋比を用いて、ひび割れ発生後の鉄筋の挙動を再現する事とした。有効鉄筋比による調整を行わない場合、算定式(5-13)において、鉄筋の降伏ひずみを上回る引張ひずみが発生しても、コンクリートの負担引張力を示す σ_x/p の項が、鉄筋の降伏強度 f_{yt} を上回る為、鉄筋の平均降伏強度を算定する事ができず、応力-ひずみ曲線の整合性が取れなくなる。一方、付着効果が及ばない範囲のコンクリートについては、無筋コンクリートと同様に、要素の大きさやコンクリートの圧縮強度等から引張応力開放率Cが計算され、ひび割れ後、急激に負担引張力が低下する事となる。鉄筋単体の有効鉄筋比は、以下の算定式から求めた。

$$p = \frac{f_t}{f_y}$$

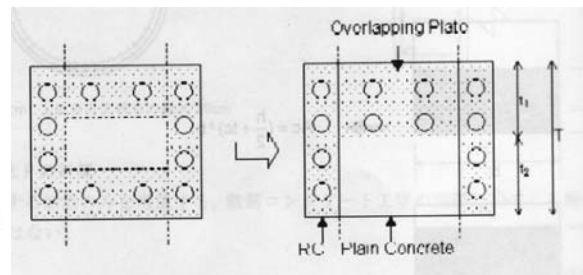
(5-18)

f_t : コンクリートの引張強度

f_y : 鉄筋単体の降伏強度



(a) 有効鉄筋比と鉄筋の見かけの降伏強度の関係



(b) オーバーラッピング要素

図 5-13 有効鉄筋比と鉄筋の見かけの降伏強度の関係とオーバーラッピング要素

壁脚と基礎梁との境界面には、離間ひび割れモデルに基づく境界要素を用いた。なお、鉄筋の抜け出しに関しては、算定式(5-15)に示すように、鉄筋径に比例するモデルが用いられているが、WCOMDで選択できる鉄筋径はD10 以上が対象となっており、本実験で用いた耐震壁縦方向せん断補強筋（小型試験体φ4、大型試験体D6）は選択できなかった。そこで、耐震壁補強筋に関しては、WCOMDで選択できる最小の鉄筋径であるD10 としてモデルの入力を行った。ゆえに、WCOMDによる解析結果では、耐震壁縦方向せん断補強筋の抜け出しを過大評価してしまう事を考慮して考察を行う必要がある。

5.2.3 解析結果1：水平荷重－1F耐震壁変形角関係

水平荷重－1F耐震壁変形角関係を図 5-14に示す。なお、4 章で用いた耐震性能評価指針・同解説（案）の手法に基づいて計算した耐震壁のスケルトンカーブも図中に示す。いずれの試験体に関しても、FEM解析による包絡線は、耐震壁の負担水平荷重を大きく評価している事が分かる。小型試験体に関しては、実験結果に近い値を示すものの、大型試験体では、壁脚固定の条件で算定されたスケルトンカーブとほぼ同じ包絡線を描いている。この原因としては、試験体モデルの耐震壁の有効鉄筋比が、非常に小さい値である事が関連していると考えられる。

WCOMDでは、テンションスティフニング効果によるコンクリートの引張力の負担は、算定式(5-13)に従って計算される。この際、有効鉄筋比が小さい値（1.0%以下）を取ると、コンクリートの寄与分が増大し、各要素の伸びが小さい状態でも各要素が大きな引張力を負担する事になる。試験体モデルの耐震壁における有効鉄筋比は、0.55%（小型試験体）及び0.94%（大型試験体）となっており、この条件を満たしている。図 5-15に示した引張柱脚部のRC要素とそれと隣り合う壁脚のRC要素の中心位置におけるガウス点の平均応力－平均ひずみ関係を図 5-16に示す。なお、ここではMNWL試験体の結果のみを示す。有効鉄筋比が1.70%と十分に大きい柱脚のガウス点で得られる引張応力－引張ひずみ関係は、鉄筋単体の応力－ひずみ関係とほぼ一致している。しかしながら、有効鉄筋比が小さい壁脚のガウス点で得られる応力－ひずみ関係は、コンクリートの寄与によって、鉄筋の降伏強度以上の引張応力が作用している事が分かる。また、ひび割れ発生後も、鉄筋の引張強度に近い引張応力を維持しており、壁縦補強筋単独で考える場合とは、その復元力特性が大きく異なっている。ゆえに、耐震壁要素における引張力の負担が増加する為、耐震壁の負担水平荷重が大きく増大しているものと考えられる。

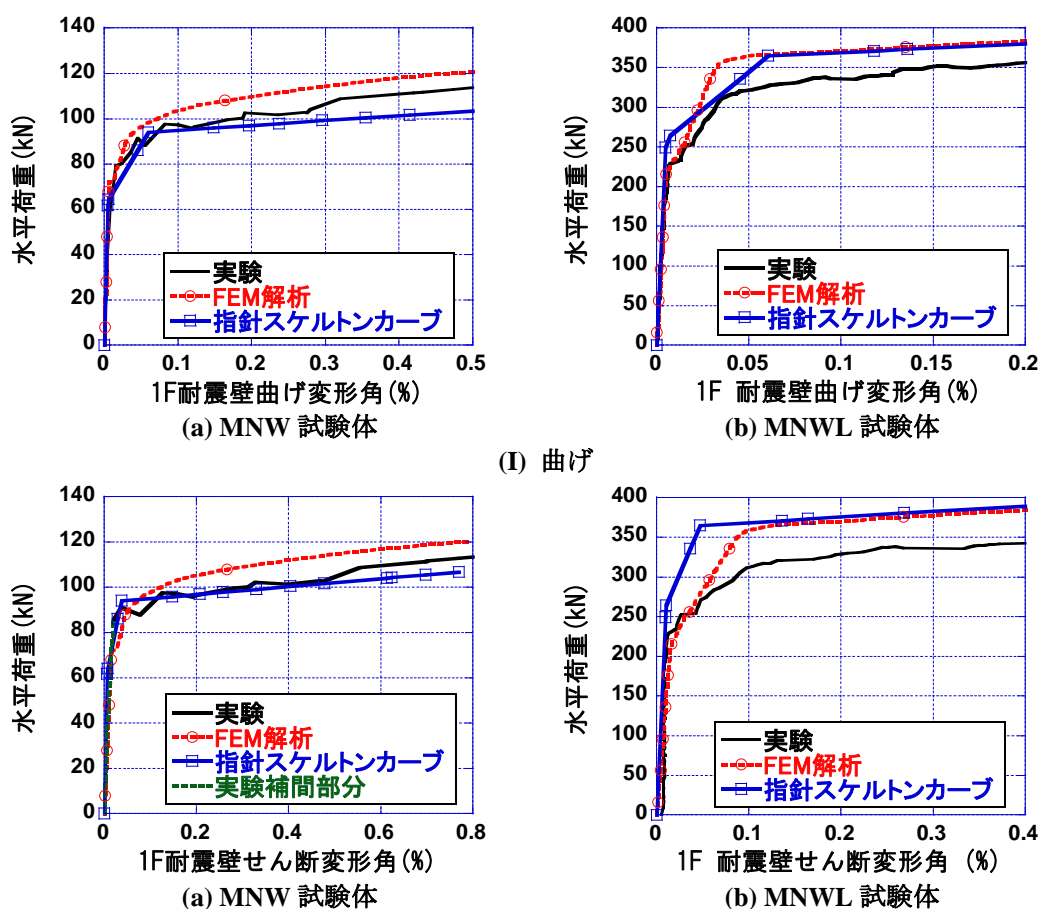
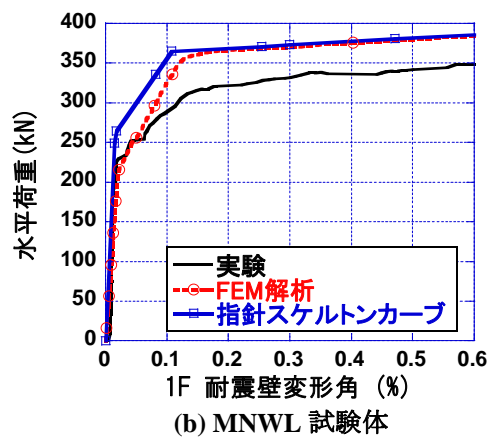
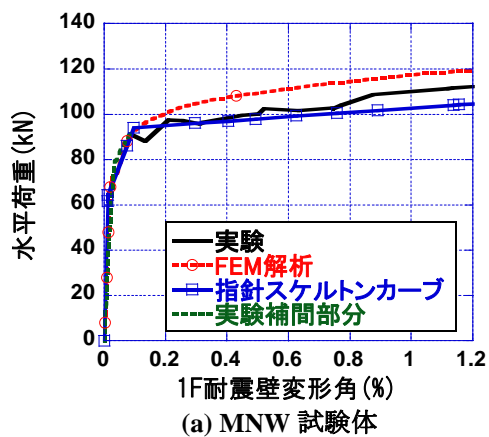


図 5-14 復元力特性



(III) 全体
図 5-14 復元力特性

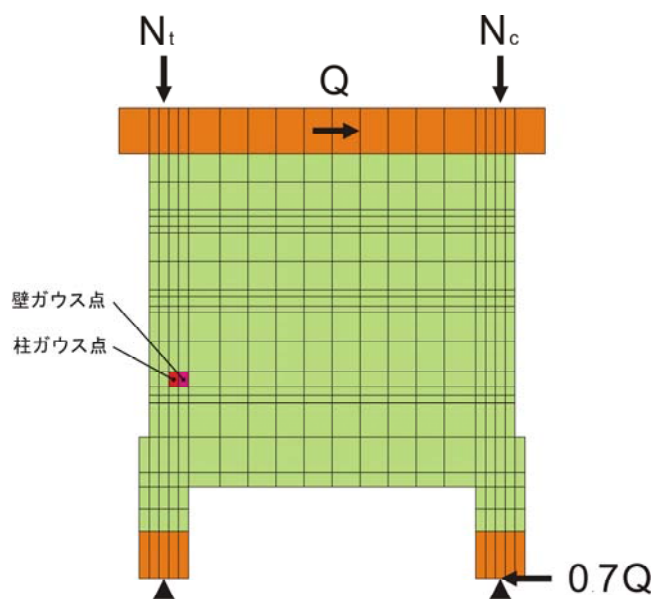


図 5-15 柱脚ガウス点と壁脚ガウス点の位置 (MNWL 試験体)

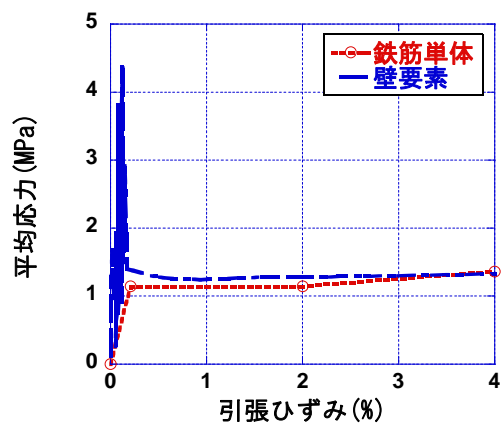
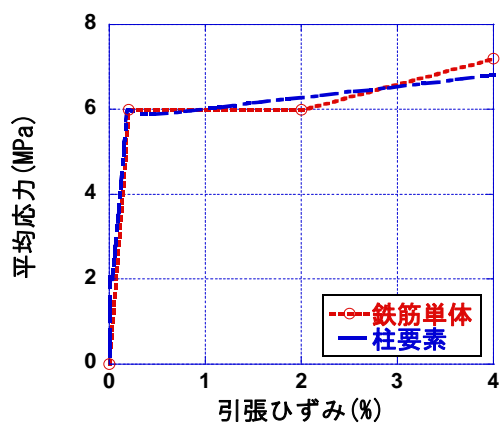


図 5-16 各ガウス点における鉛直方向の引張応力と引張ひずみの関係 (MNWL 試験体)

しかしながら、表 5-2に示すサイクル点における変形成分の割合を見ると、FEM解析では、指針算定結果と比べ、より載荷実験に近い変形割合となっている事が分かる。ゆえに、変形メカニズムに関

しては、FEM解析によって、実験試験体の挙動をある程度、再現できているものと思われる。

表 5-2 サイクル点における変形成分と水平荷重の比較

(a) MNW 試験体

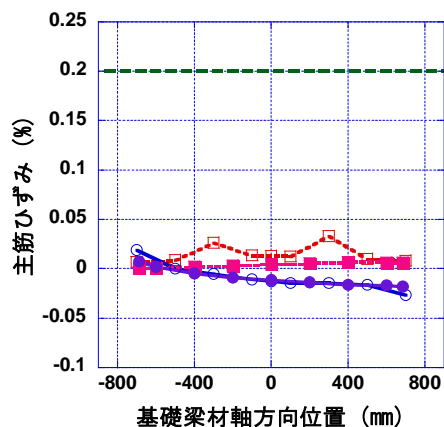
	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
FEM解析	(a)	0.047	0.082	0.129	96.0	1.05	2.27
	(b)	0.184	0.296	0.480	109.0	1.09	0.94
	(c)	0.465	0.767	1.232	120.0	1.09	1.01
耐震性能 評価	(a)	0.045	0.029	0.074	86.4	0.95	0.80
	(b)	0.188	0.197	0.385	96.9	0.97	0.63
	(c)	0.459	0.533	0.992	102.7	0.94	0.70

(b) MNWL 試験体

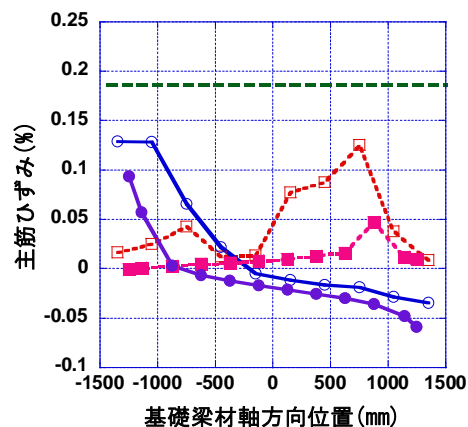
	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
FEM解析	(a)	0.044	0.110	0.153	362.0	1.13	0.82
	(b)	0.135	0.268	0.403	376.0	1.10	0.68
	(c)	0.199	0.381	0.580	384.0	1.09	0.60
耐震性能 評価	(a)	0.045	0.036	0.081	335.9	1.05	0.27
	(b)	0.136	0.164	0.300	373.3	1.09	0.41
	(c)	0.203	0.268	0.471	380.7	1.08	0.42

5.2.4 解析結果 2：基礎梁主筋のひずみ分布

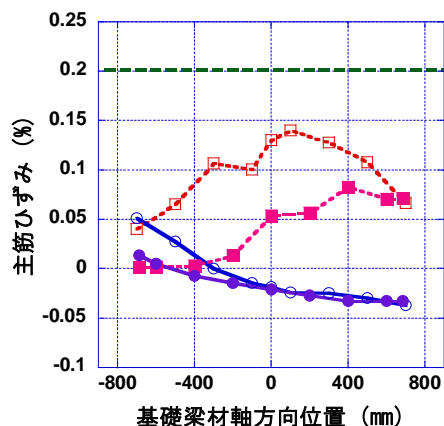
図 5-17に基礎梁主筋のひずみ分布を実験結果との比較結果を示す。各図の検証点は表 5-2と対応している。FEM解析では、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、特に基礎梁上端筋のひずみが増大し、ひずみ分布の形状が推移していく挙動が再現できている事が分かる。しかしながら、そのひずみ分布は必ずしも実験結果とは一致していない。上端筋に関しては、実験結果と比べ、ひずみの増大が遅く、実験における基礎梁の損傷を過小評価している。また、下端筋に関しても、材端におけるひずみ集中は再現できなかった。但し、MNWL試験体に関しては、FEM解析でも、1F耐震壁変形角が 0.90%に達すると下端筋も降伏する事が確認されている。



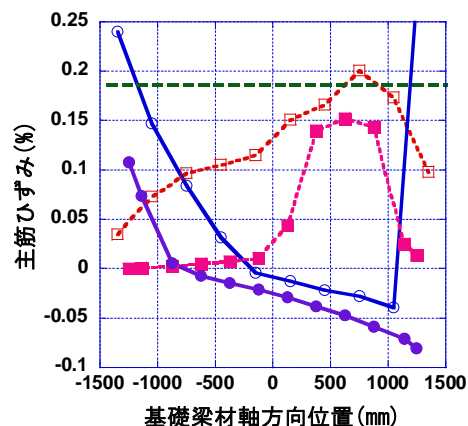
(I) MNW 試験体: 検証点(a)



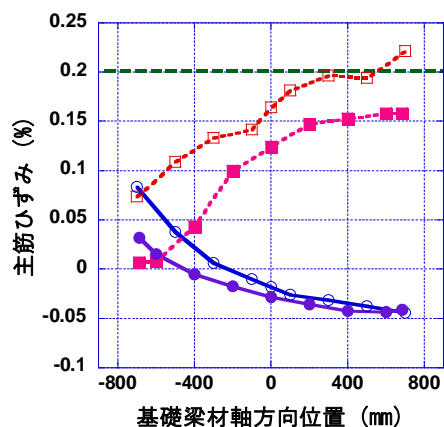
(II) MNWL 試験体: 検証点(a)



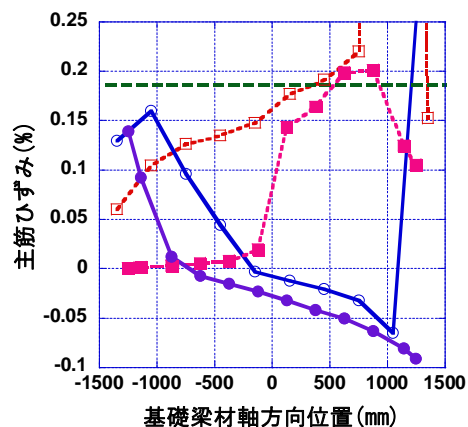
(III) MNW 試験体: 検証点(b)



(IV) MNWL 試験体: 検証点(b)



(V) MNW 試験体: 検証点(c)



(VI) MNWL 試験体: 検証点(c)

図 5-17 基礎梁主筋のひずみ分布

5.2.5 解析結果 3：試験体の変形状況

図 5-18に各試験体の変形状況を示す。まず、杭の変形に着目すると、小型試験体と比べ、大型試験体の方が、耐震壁の変形に対する圧縮杭及び引張杭の変形が大きくなっている事が分かる。両試験体とも、杭自体には十分な曲げ強度を与えている為、本実験試験体で観測される杭の変形は、主に、基礎梁上下筋の伸びによる杭の回転によって起こるものである。圧縮杭に関しては、基礎梁下端域を中心として回転している。また、引張杭に関しては、杭主筋を杭上部でU字定着としている為、杭と基礎梁（直交梁）を直接繋ぐ鉄筋は、基礎梁下端筋と柱主筋のみとなっている。ゆえに、基礎梁下端筋が降伏すると、柱主筋のみでは、杭の回転変形を抑制する事ができず、図 5-18に示すように、杭の回転変形が生じる。このような引張杭の挙動は、4.3.4 で示した引張杭の破壊状況とも一致している。

次に、耐震壁の変形状況を見ると、小型試験体と比べ、大型試験体では、圧縮柱脚部の基礎梁との接触面が広がっている事が分かる。このような耐震壁の挙動の相違は、図 5-19及び図 5-20に示す主応力図からも確認されている。4 章でも示したように、載荷実験では、小型試験体には、従来の曲げ降伏型耐震壁に見られるような圧縮柱脚部のコアコンクリートの圧壊や主筋の座屈が見られたが、大型試験体に関しては、1F層間変形角 4.0%程度まで押し切り載荷を行っても、耐震壁圧縮柱に大きな損傷は観測されていない。ゆえに、FEM解析で再現された基礎梁、杭を含めた耐震壁の水平抵抗機構の相違と、載荷実験で観測された耐震壁の破壊形式は対応している事が確認された。

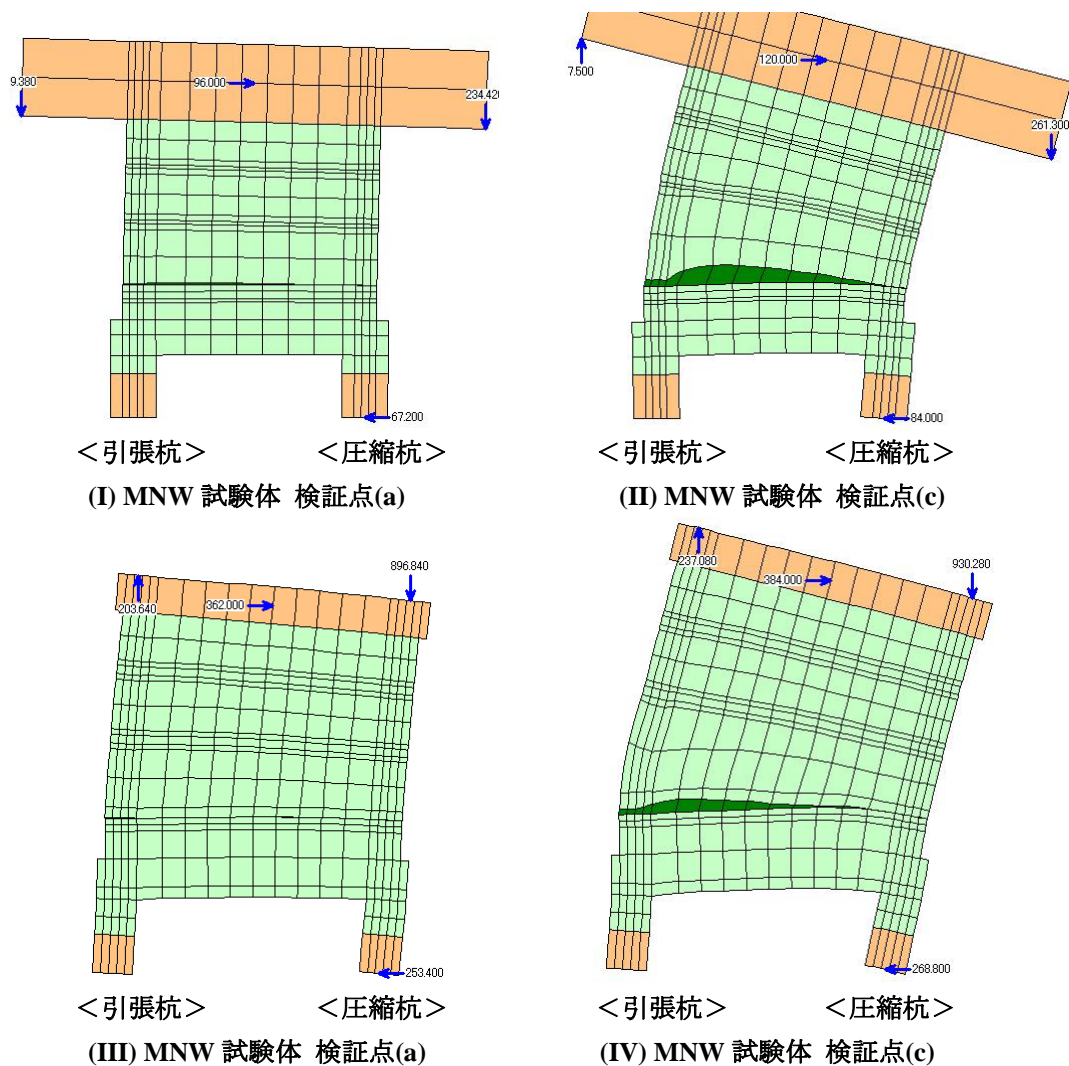


図 5-18 各試験体の変形図（右方向に向かって水平荷重を入力、×20 倍）

5.2.6 解析結果 4：主応力図

図 5-19にMNW試験体の主応力図を示す。主応力の方向を示す図中の線が長いほど、大きな圧縮応力、または、引張応力が作用している事を示している。また、図 5-19で四角に囲った領域内の各要素の中心位置における圧縮主応力の方向を表 5-3に示す。図 5-19から、小型試験体では、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、耐震壁脚部の圧縮領域が徐々に狭くなっている事が分かる。また、検証点(a)では、基礎梁の比較的広い範囲に圧縮応力が分布している事が分かるが、耐震壁脚部の離間が増大すると、引張杭近傍に圧縮応力が集中する挙動が確認できる。その結果、引張杭側の圧縮主応力の傾きは、耐震壁曲げ降伏直後の検証点(a)では 40 度程度であるが、1F耐震壁変形角が 1.0%を越える検証点(c)では 34 度程度まで圧縮束の傾斜が緩くなる事が分かった。

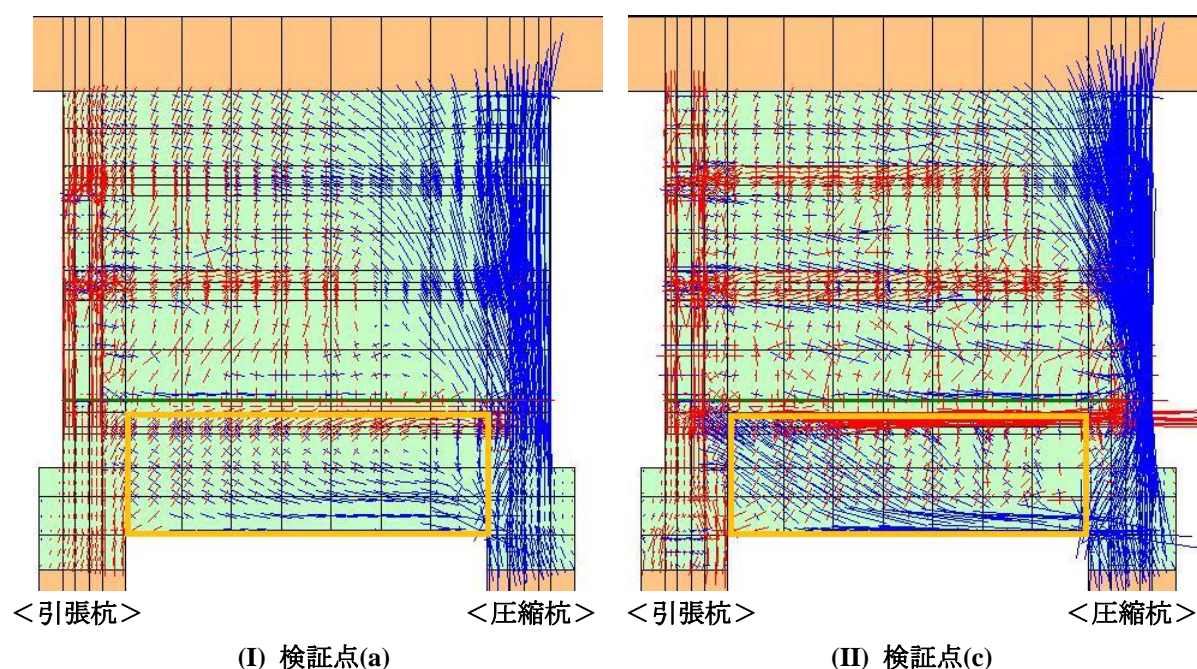


図 5-19 MNW 試験体の主応力図（右方向に向かって水平荷重を入力）

表 5-3 MNW 試験体の基礎梁の圧縮束の傾き（スラブ上端面を y=0 としている。単位：degree）

		(I) 検証点(a)						
		X 座標 (mm)						
		-612.5	-400	-200	0	200	400	612.5
Y座標 (mm)	-77.5	43.8	50.2	56.8	65.2	74.4	79.4	93.9
	-120	40.3	44.9	47.5	50.9	55.4	64.6	96.6
	-202.5	37.1	42.2	41.2	39.0	34.5	30.2	93.0
	-327.5	35.4	36.2	29.7	21.9	14.3	9.7	49.0
	-462.5	46.7	19.5	8.7	5.3	2.9	2.3	11.3

		(II) 検証点(c)						
		X 座標 (mm)						
		-612.5	-400	-200	0	200	400	612.5
Y座標 (mm)	-77.5	42.6	84.5	91.3	88.6	89.5	88.7	89.5
	-120	35.2	35.3	26.6	25.5	-1.0	21.6	50.6
	-202.5	35.2	33.8	36.0	27.3	18.9	20.9	56.0
	-327.5	35.0	31.7	33.1	32.4	65.4	47.9	53.0
	-462.5	65.2	28.6	15.5	9.0	5.4	3.5	2.2

図 5-20にMNW試験体の主応力図を示す。また、図 5-20で四角に囲った領域内の各要素の中心位置における圧縮主応力の方向を表 5-4に示す。小型試験体とは異なり、大型試験体では、耐震壁脚部の離

間が進んでも、基礎梁の圧縮主応力の分布はほとんど影響を受けず、その傾斜角も引張杭側では 39 度程度に安定している。但し、基礎梁下端筋に降伏が見られる 1F耐震壁変形角 1.0%程度まで考えると、引張杭近傍の基礎梁圧縮主応力の傾斜角は、35%程度まで減少する。ゆえに、いずれの試験体に関しても、耐震壁または基礎梁の変形が増大するにつれ、引張杭近傍の基礎梁圧縮ストラットの傾斜角は小さくなる傾向が見られた。

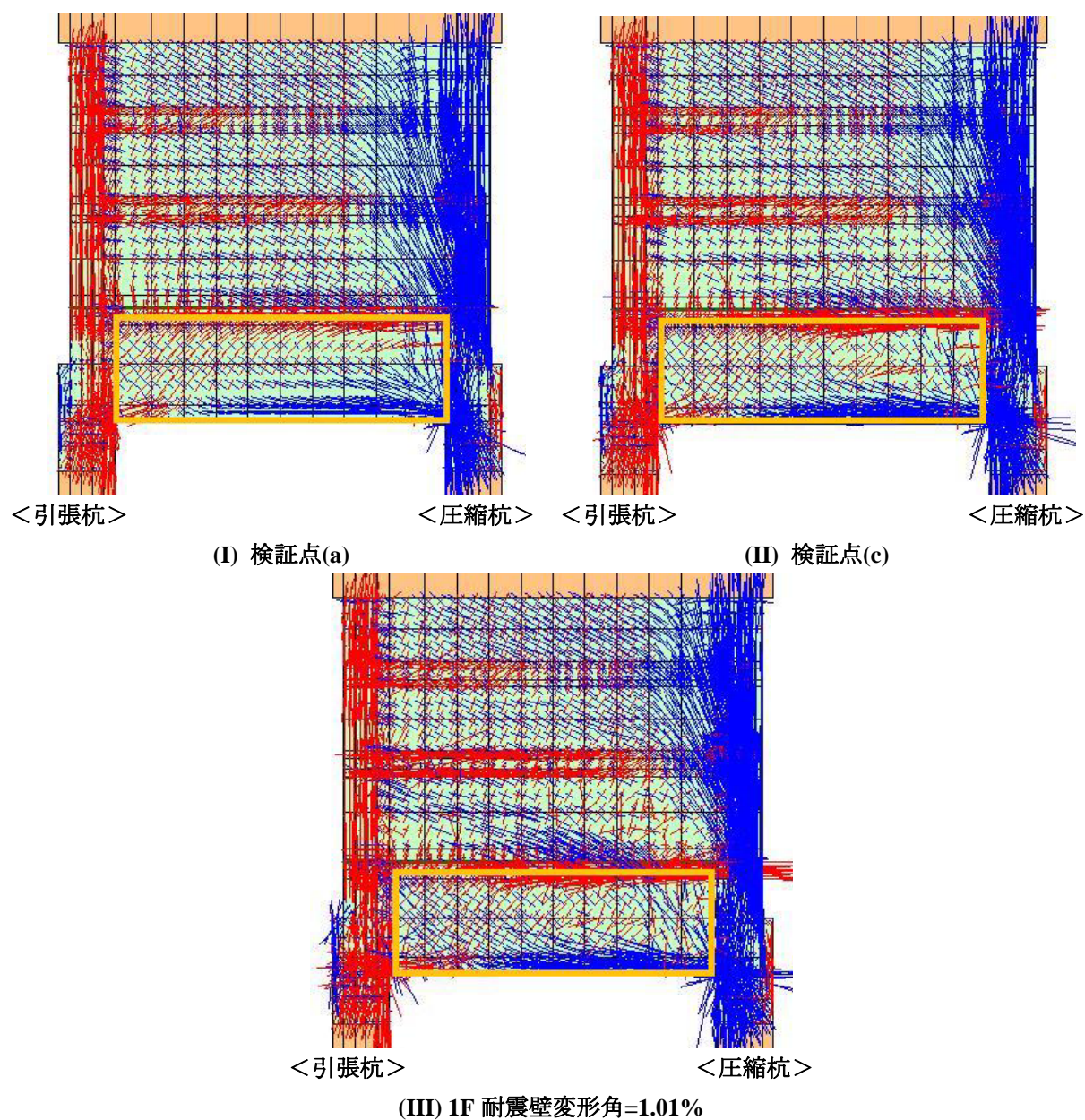


図 5-20 MNWL 試験体の主応力図（右方向に向かって水平荷重を入力）

表 5-4 MNWL 試験体の基礎梁の圧縮束の傾き（スラブ上端面を $y=0$ としている。単位：degree）

(I) 検証点(a)

		X 座標 (mm)									
		-1140	-875	-625	-375	-125	125	375	625	875	1140
Y座標 (mm)	-100	41.8	45.4	49.2	53.1	58.5	64.6	70.6	77.1	73.4	87.3
	-172	42.0	42.9	44.0	45.1	45.7	46.9	51.5	56.5	67.5	85.5
	-332	43.0	38.0	36.1	29.6	23.4	19.0	16.5	15.1	18.1	50.2
	-596	75.6	60.3	12.6	6.2	3.9	2.9	2.4	2.2	2.6	10.1

(II) 検証点(c)

		X 座標 (mm)									
		-1140	-875	-625	-375	-125	125	375	625	875	1140
Y座標 (mm)	-100	45.1	44.8	48.5	51.6	63.9	81.4	83.6	84.3	88.1	89.3
	-172	49.8	39.5	41.3	44.8	47.4	48.6	43.3	44.7	61.5	87.6
	-332	34.3	38.1	35.4	31.2	28.9	28.0	22.5	28.1	57.4	69.4
	-596	79.6	61.6	15.2	7.2	5.1	4.3	3.5	2.6	4.0	5.2

(III) 1F 耐震壁変形角=1.01%

		X 座標 (mm)									
		-1140	-875	-625	-375	-125	125	375	625	875	1140
Y座標 (mm)	-100	46.0	45.1	47.5	57.3	79.7	82.9	84.2	81.0	87.4	89.1
	-172	44.2	38.9	38.0	41.5	44.7	43.8	43.9	39.4	58.1	26.3
	-332	13.5	37.1	32.4	31.9	31.7	30.3	39.6	45.1	60.6	62.5
	-596	92.7	73.8	27.9	8.5	5.7	4.8	3.6	2.3	5.1	3.6

試験体モデルの主応力分布から以下に示すような傾向が見られた。

- 圧縮側柱脚部と圧縮側杭圧縮域を結ぶように、圧縮ストラットが形成される。
- 大型試験体では、壁脚に到達した圧縮束は基礎梁上端筋位置で向きを変え、圧縮側杭の圧縮域に向かう傾向が見られる。
- 引張杭側基礎梁では、比較的均等に圧縮ストラットが形成されている。

5.3. 耐震壁部分のマクロモデルの構築

5.3.1 はじめに

本研究では、耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を明らかにする事が大きな目的である。そこで、2章において、これに適した耐震壁のモデルの検討を行い、望月らによって提案されたマクロモデル_{[5-10][5-11][5-12]}を採用する事とした。望月らのモデルの特徴は、柱部材の曲げ及びせん断変形が再現できる事、複数の耐震壁内コンクリートストラットによって、耐震壁の曲げ変形に伴う水平抵抗機構の変化を模擬できることである。本節では、耐震壁のモデル化を行う。

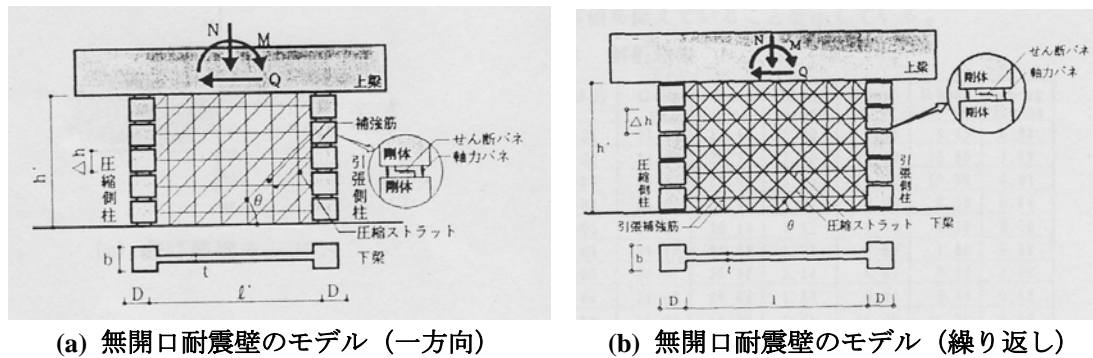


図 5-21 望月らによる耐震壁のモデル

5.3.2 柱部材のモデル化（その1：軸方向バネ）

柱の軸方向バネは、望月らの論文_{[5-10][5-11][5-12]}に従い、最外縁主筋位置に2本ずつ設置して柱を模擬した剛体を接続した。各バネの構成則に関しては、望月らのモデルをそのまま用いるのではなく、前川らの論文_{[5-1][5-4][5-9]}及び二羽らの論文_[5-13]を参考としてモデル化を行った。望月らのモデルは、図 5-22(a)に示すように、コンクリートの引張力は考えておらず、引張剛性は鉄筋の剛性によって決まる。圧縮側、引張側共に除荷及び再載荷時の剛性は、初期剛性と等しいものとし、除荷後は、荷重ゼロ点において、スリップ挙動を行い、再載荷時はスリップ開始点から再び荷重を負担する。以下に、望月らが用いた軸方向バネの算定式を示す。

$${}_cN_{nt} = a_g \times_g \sigma_y / 2 \quad (5-19)$$

$${}_cK_{nt} = E_s \times a_g / (2\Delta h) \quad (5-20)$$

$${}_cN_{nc} = (a_g \times_g \sigma_y + bd\sigma_B) / 2 \quad (5-21)$$

$${}_cK_{nc} = (E_s a_g + E_c bD) / (2\Delta h) \quad (5-22)$$

${}_cN_{nt}$: 圧縮軸力作用時の軸バネの強度

${}_cK_{nt}$: 圧縮軸力作用時の軸バネの剛性

- ${}_c N_{nc}$: 引張軸力作用時の軸バネの強度
 ${}_c K_{nc}$: 引張軸力作用時の軸バネの剛性
 a_g : 側柱の全主筋断面積
 ${}_g \sigma_y$: 側柱主筋の降伏強度
 E_s : 側柱主筋のヤング係数
 Δh : 柱剛体高さ
 b : 側柱の幅
 D : 側柱のせい

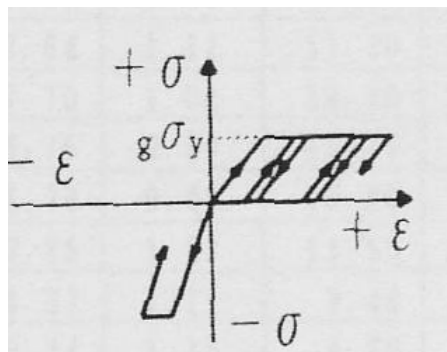


図 5-22 望月らが用いた軸方向バネの構成則

望月らのモデルの構成則は、簡便で使いやすい反面、コンクリートによるテンションスティフニング作用を無視する為、柱の引張剛性を過小に評価してしまう可能性がある。本実験では、耐震壁の曲げが卓越するような载荷条件を与えているので、柱の引張剛性が低い場合、耐震壁のコンクリートストラットは十分な反力を取る事ができず、圧縮力の伝達が不利になる。その結果、耐震壁の曲げ剛性だけで無く、せん断剛性に関しても過小評価する事になる。このような事態を避ける為、本研究では、前川らの論文や二羽らの論文を参考として、コンクリートのテンションスティフニングの効果を考慮して、柱軸方向バネの引張剛性を決めた。コンクリートの引張域における挙動は、5.2.1 を参照してモデル化を行った。

コンクリートの引張域における復元力特性を図 5-23に示す。引張応力開放率に関しては、鉄筋コンクリート要素で用いられる $C=0.4$ とした。また、軟化時における除荷及び再载荷の復元力特性は、文献_[5-13]を参考として、図 5-24に示すように原点指向型とした。コンクリートの圧縮域における履歴に関しては、望月らのモデルと同様に、最大強度に至るまで弾性として取り扱った。なお、今回行った数値解析の範囲では、柱軸バネのコンクリートは最大強度まで達していない。

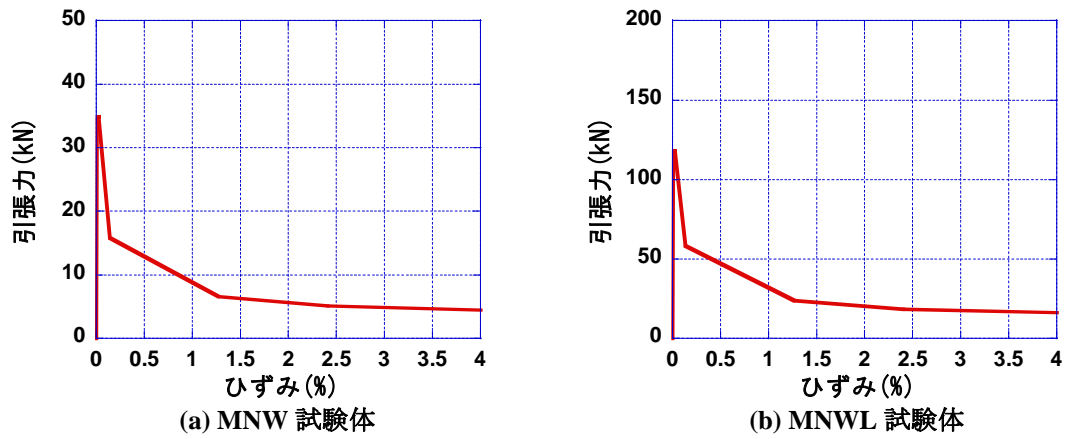


図 5-23 柱の軸方向バネのモデル（コンクリート）

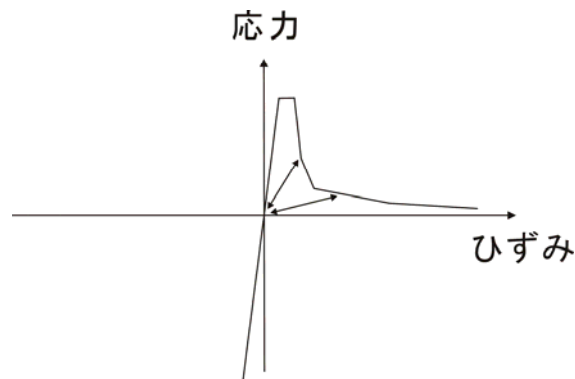


図 5-24 コンクリートの引張域における繰り返しモデル

鉄筋の引張域の復元力特性_[5-4]は、コンクリートのテンションスティフニングの効果を考慮し、平均応力ー平均ひずみ関係で与える。算定式方法は、5.2.1 に示す通りである。鉄筋の降伏はひび割れ位置で最初に生じるため、要素全体で見ると、鉄筋降伏時に鉄筋が負担する応力の平均は、鉄筋単体の降伏応力よりも低下する。なお、鉄筋の圧縮域の履歴に関しては、式(5-12)で示した前川らによる鉄筋単体の復元力特性を用いて、ひずみ硬化域の負担応力を算定し、①降伏点、②ひずみ硬化開始点（2.0%）、③ひずみ 4.0%点の 3 点を結ぶトリリニアの曲線とした。以下に、本実験で用いた鉄筋要素の復元力特性の算定式を示す。

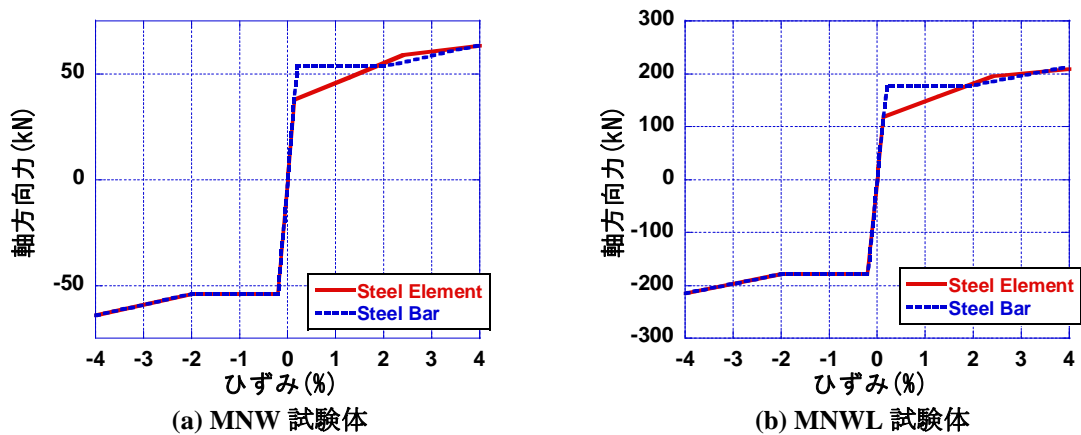


図 5-25 柱の軸方向バネのモデル（鉄筋）

したがって、コンクリートによるテンションスティフニング作用の効果を考慮する鉄筋に関しては、図 5-26(b)に示すように、正負で非対称な履歴となるが、コンクリートによるテンションスティフニング作用の効果を無視する鉄筋に関しては、図 5-26(a)に示すように対称な履歴を描く。なお、コンクリートによるテンションスティフニング作用の効果を考慮する鉄筋は、曲げを負担する部材の主筋とした。

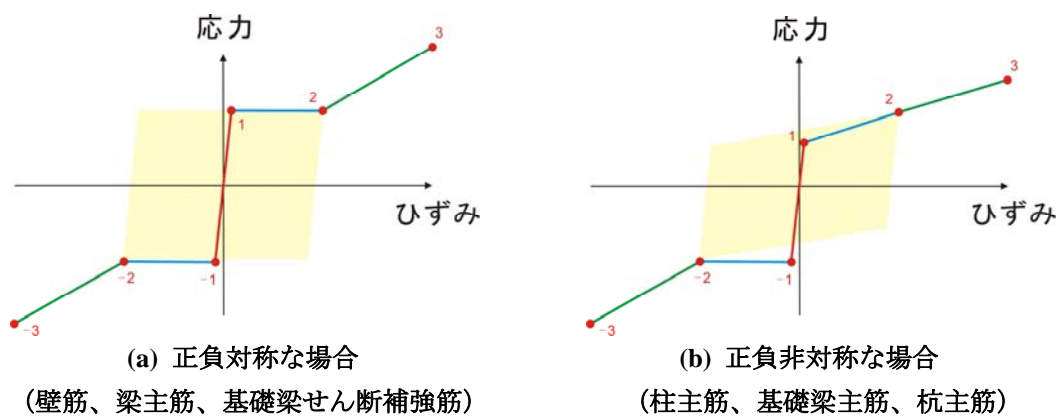


図 5-26 鉄筋の復元力特性の例

図 5-26から図 5-28に繰り返し荷重時における鉄筋の復元力特性の例を示す。鉄筋の繰り返しモデルは、前川らによって提案されているモデルは用いず、Sap2000 で選択できるkinematicモデルを用いた。このモデルは、移動硬化則に従ったモデルで、以下の図に示すように、正側の折れ点（1、2、3）と負側の折れ点（-1、-2、-3）の移動硬化がそれぞれ対応している。例えば、図 5-27(b)を見ると、負方向に折れ点2を越える変形（③）が与えられると、それに伴い、正方向の折れ点1、2に移動硬化が起こる。移動した折れ点1、2に沿って変形（④、⑤）が進むと、その後、まだ移動硬化が起こっていない折れ点3に向かって、さらに変形が進む（⑥）事になる。

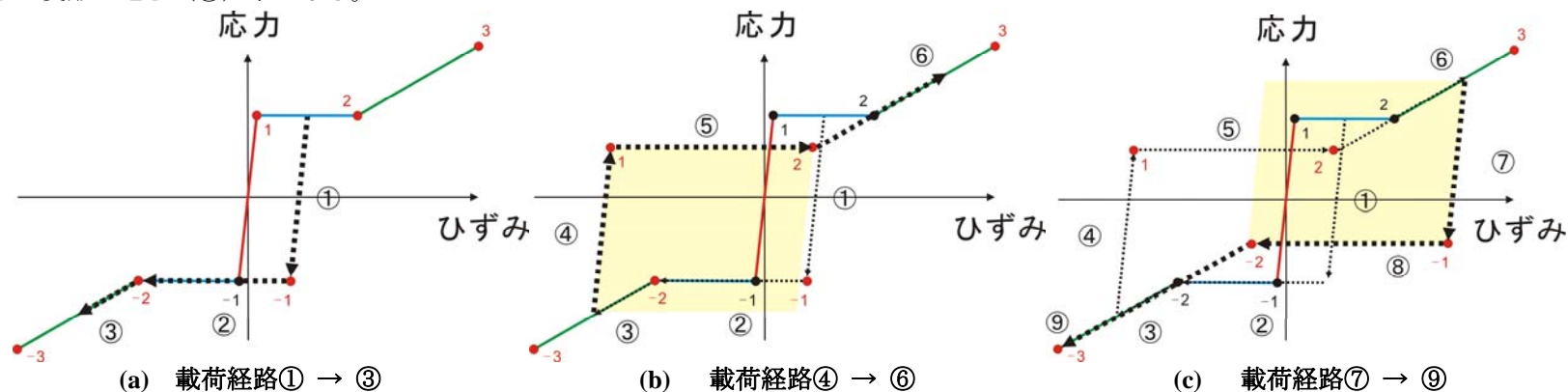


図 5-27 正負対称な鉄筋の繰り返し時における履歴

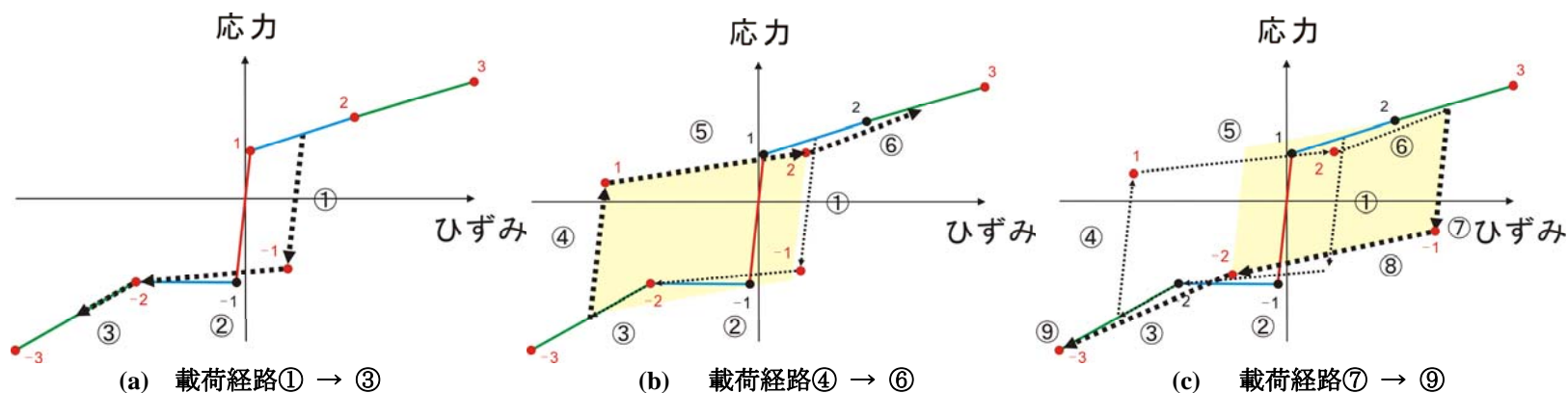


図 5-28 正負非対称な鉄筋の繰り返し時における履歴

5.3.3 柱部材のモデル化（その2：主筋の抜け出し）

耐震壁脚部では、柱主筋や壁縦補強筋が基礎から抜け出し、耐震壁の曲げ剛性が低下する。本研究では、特に、柱主筋の抜け出しによる影響が大きいものと考え、鉄筋の抜け出しをモデル化した。使用するのは、5.2.1 で示した前川らが提案したモデルである。単調載荷時に関しては、載荷端（ここでは、柱脚部）の鉄筋のひずみと基礎からの抜け出し量の関係から、以下のような手順で抜け出し量を求める。

- (1) テンションスティフニングの効果を考慮し、柱脚において、鉄筋とコンクリートが負担する引張力を求める。
- (2) 載荷端では、この引張力を鉄筋単体で負担する。算定式に従い、載荷端における鉄筋の引張ひずみを求める。
- (3) この引張ひずみを用いて、滑り量（鉄筋の抜け出し量）を算定する。

1F引張柱において、抜け出しの影響を考慮する場合と考慮しない場合で、引張力－伸び関係がどのように変化するかを図 5-29に示す。なお、ここで示す引張力は、引張柱の全主筋を考慮した軸バネ 2 本分の引張力である。柱主筋のひずみが弾性域にある場合には、柱主筋の抜け出しを考慮すると、軸バネの軸方向剛性が大きく低下している。しかしながら、柱主筋の引張降伏後は、抜け出しによる影響は非常に小さくなる事が分かる。繰り返し載荷時の履歴に関しては、無次元化滑りと鉄筋ひずみの関係が複雑になるため、今回用いたSap2000 では履歴の再現が難しい。そこで、繰り返し載荷時には、本研究では、柱主筋の抜け出しモデルは設定しない。

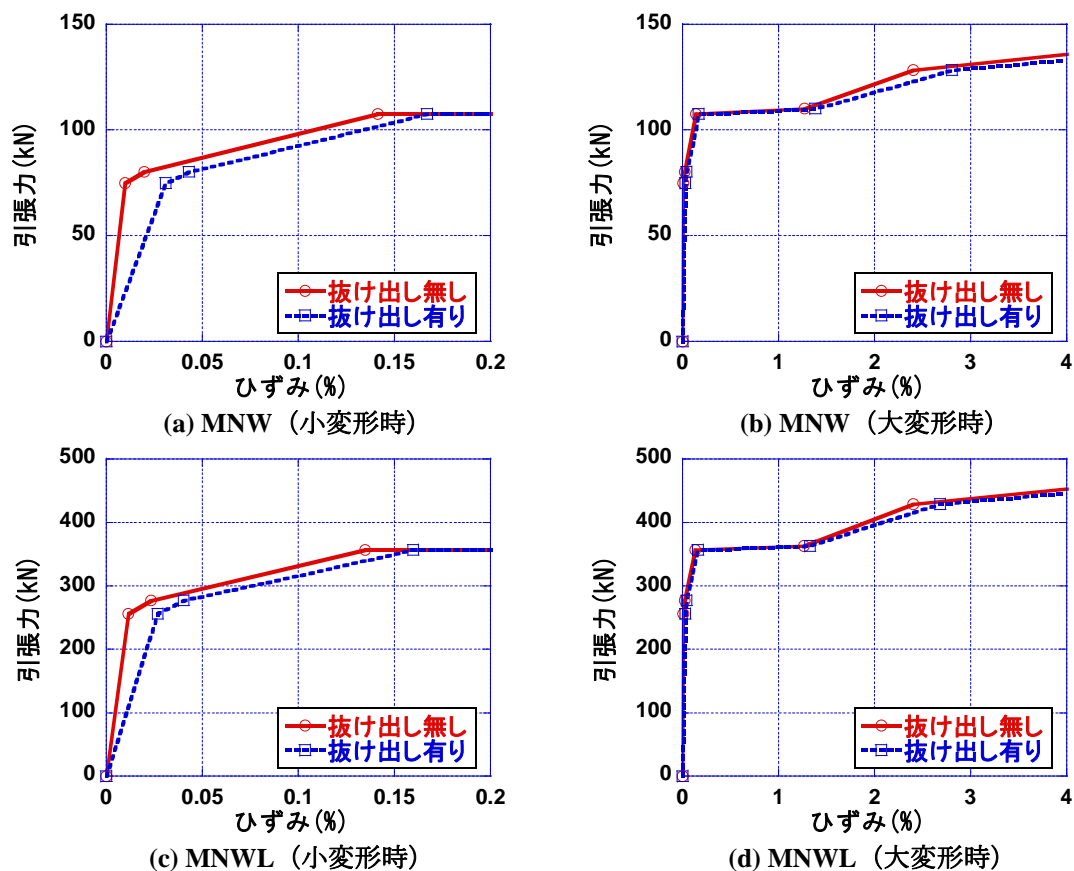


図 5-29 柱主筋の抜け出しによる影響

5.3.4 柱部材のモデル化（その3：せん断バネ）

せん断バネに関しては、望月らが用いたモデルをそのまま用いる。このモデルでは、コンクリートのせん断剛性を基にした剛性が与えられているが、強度は与えられていないので、柱部材のせん断破壊は模擬できない。また、柱部材に作用する軸力によって、せん断バネの剛性が変化し、引張軸力を受ける際には、圧縮軸力作用時と比べ、バネの剛性は大幅に低下する。以下に算定式を示す。

$${}_cK_s = GbD {}_cK_n / (\Delta h {}_cK_{nc})$$

(5-23)

- ${}_cK_s$: せん断バネの剛性
- ${}_cK_n$: 二つの軸バネの同一時刻における剛性の平均値
- ${}_cK_{nc}$: 引張軸力作用時の軸バネの剛性
- ${}_cK_{nt}$: 圧縮軸力作用時の軸バネの剛性
- G : コンクリートのせん断弾性係数
- b : 側柱の幅
- D : 側柱のせい
- Δh : 柱剛体高さ

今回の数値解析で用いたSap2000では、望月らが行ったように、柱軸バネに作用する軸力を係数として、柱せん断バネの剛性を変化させる機能はない。そこで、圧縮側の柱には、圧縮軸力作用時の軸バネの剛性を、引張側の柱には、引張軸力作用時の軸バネの剛性を与えて代用する事とした。また、図 5-30 に示すように、繰り返し載荷にも対応できるように、原点において、それぞれの柱のせん断剛性を入れ替えている。

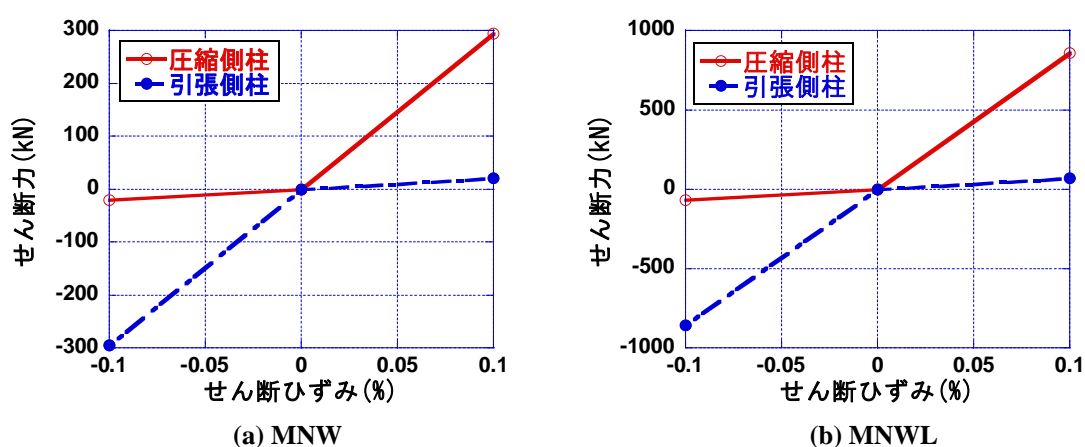


図 5-30 せん断バネの復元力特性

5.3.5 梁部材のモデル化

梁部材に関しては、2章で述べたように、(1) 柱同様に、軸バネ及びせん断バネを用いて、すべての変形を考慮する方法と、(2) 軸方向の変形のみを考慮し、曲げに関しては、剛とする方法がある。(1)の方法で数値解析を行ったところ、梁は耐震壁内で大きく曲げ変形した。耐震壁内における梁の変形は、周辺の耐震壁によって拘束されているものと考えられ、実際にこのように大きな曲げ変形が生じる事は考えにくい。ゆえに、本研究では、(2) の手法を用い、軸方向変形のみを考慮する事とする。

圧縮域における梁の軸剛性は、柱部材と同様に、コンクリートの剛性に梁の面積を掛け合わせたものと鉄筋の剛性を足し合わせたが、引張域に関しては、鉄筋単体の復元力特性をそのまま用い、コンクリートの寄与は無視した。なお、鉄筋単体の復元力特性は、5.3.3 の柱主筋と同様の手法でモデル化した。以下に、梁の軸方向バネの復元力特性を示す。

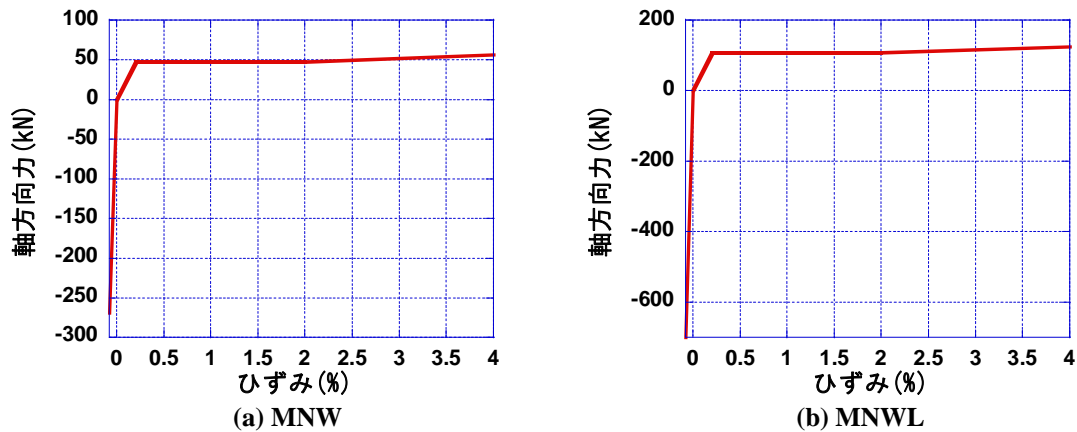


図 5-31 本実験における梁の軸方向バネのモデル

5.3.6 壁部材のモデル化（その1：コンクリートストラット）

望月らは、構成則として、Popovics による応力-歪関係を用いている。耐震壁の変形が進み、斜め方向の亀裂が十分に生じた状態の耐震壁をモデル化しているので、コンクリートの最大強度に関しては、ひび割れと直交方向の引張ひずみの増大による強度低下を考え、一律にシリンダー強度の 63%としている。これにより、圧縮域における応力-歪関係は、以下の式で表す事が出来る。また、コンクリートの限界歪は、0.003 である。コンクリートストラットには、引張力は負担させない。コンクリートストラットの傾斜角に関しては、2.10.1 で説明したように、上下の梁が十分に剛である場合には、極限解析を行い、最大耐力を取る時の傾斜角が採用される。

$$\sigma = \frac{n\xi}{n-1+\xi^n}(\sigma_B') \quad (5-24)$$

$$\sigma_B' = 0.63\sigma_B \quad (5-25)$$

$$n = 0.57 \times 10^{-2} \sigma_B' + 1 \quad (5-26)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}$$

(5-27)

$$\varepsilon_o = 4.29 \times 10^{-4} (\sigma_B')^{0.25}$$

(5-28)

σ_B : コンクリートのシリンダー強度

本研究では、耐震壁は柱主筋の降伏による降伏機構が形成される為、各試験体のせん断破壊に対する余裕度は十分に大きい。ゆえに、各ストラットが負担する圧縮力は、各ストラットの圧縮強度と比較し、小さい値に抑えられる。そこで、モデル簡略化の為、柱梁部材の軸方向バネと同様に、コンクリートの弾性係数にストラットの面積を掛けたものをそのまま、ストラットの圧縮剛性とした。また、望月のモデルと同様に、ストラットは引張力を負担しないものとした。ストラットの傾斜角に関しては45度としている。各ストラットの幅に関しては、基礎梁と耐震壁のストラットの接続を、基礎梁せん断補強筋の配筋位置で行うものとし、基礎梁せん断補強筋の間隔の倍の間隔(MNW 試験体:200mm、MNWL 試験体:300mm)でストラットを配置した。その結果、ストラットの幅は以下のように求められる。

$$\text{MNW 試験体} : 200_{mm} \times \sin 45 = 141_{mm}$$

$$\text{MNWL 試験体} : 300_{mm} \times \sin 45 = 212_{mm}$$

(5-29)

なお、両試験体とも、部分的にストラットの間隔が狭くなっている部分があり、以下のようなストラット幅となっている。

$$\text{MNW 試験体} : 150_{mm} \times \sin 45 = 106_{mm}$$

$$\text{MNWL 試験体} : 225_{mm} \times \sin 45 = 159_{mm}$$

(5-30)

耐震壁がせん断破壊する場合、その性状を追跡する上で、ストラットの幅や傾斜角は非常に重要な要素となる。しかしながら、本研究では、耐震壁は柱主筋の降伏によって降伏機構が形成され、耐震壁のせん断破壊は起こらない。ゆえに、本研究では、ストラットの傾斜角や幅が、耐震壁のせん断性状に与える影響は小さくなるものと考え、上述したような簡単なモデル化を行った。また、望月らは、繰り返し載荷を想定する時のみ、ストラットを左右対称に設定していたが、本研究では、一方向載荷時に関しても、左右対称なストラットを設定する。これは、左右対称なストラットとした方が、初期剛性等に関して、実験結果に近い値が得られる為である。ストラットの柱部材との接合方法は、柱材軸位置とした。これは、柱部材の端面にストラットを接合した場合、剛体部分に局所的な回転が生じ、平均的な応力伝達が期待できなくなる可能性がある為である。

5.3.7 壁部材のモデル化（その2：耐震壁せん断補強筋）

望月らは、耐震壁の縦補強筋及び横補強筋に関しては、圧縮力を負担しないようにモデル化を行っている。但し、繰り返し载荷におけるエネルギー消費を考えた場合、耐震壁せん断補強筋が圧縮力を負担しない事によって、エネルギー消費能力が過小評価され、実験の载荷履歴を予測できなくなる可能性がある。そこで、本研究では、耐震壁せん断補強筋についても圧縮力の分担を考える事とした。負担させる事とした。なお、MNW試験体に関しては、図に示すようなバイリニアで、MNWL試験体に関しては、5.3.3の柱主筋と同様の手法で鉄筋単体の復元力特性をモデル化した。耐震壁せん断補強筋1本辺りの復元力特性を図5-32に示す。

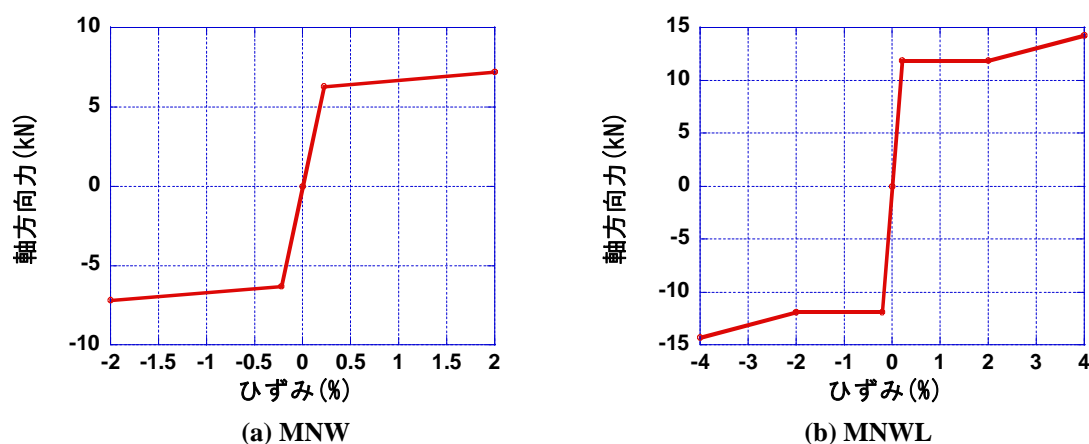


図 5-32 壁補強筋の復元力特性（鉄筋1本辺り）

5.4. 耐震壁マクロモデルを用いた数値解析

本節では、試験体の耐震壁部分のみをモデル化し、壁脚の境界条件を固定端として、荷重増分解析を行い、耐震壁の復元力特性に関する比較を行った。図5-33に水平荷重－1F耐震壁変形角関係を示す。耐震壁小変形時には、いずれの試験体に関しても、解析結果と実験結果は良く一致している。MNW試験体に関しては、実験の包絡線を精度良く予測できているが、MNWL試験体に関しては、実験結果と比べ、負担水平荷重が大きくなり、解析精度が非常に悪い。この傾向は、4章における「鉄筋コンクリート造の耐震性能評価指針(案)・同解説」のスケルトンカーブと同じである。基礎梁上端の伸びが増大するにつれて、耐震壁のせん断変形が増大する事が、载荷実験の結果から既に明らかになっているが、本節においても、解析結果を見ると、実験における1F耐震壁せん断変形成分を大きく下回っている事が分かる。ゆえに、本载荷実験の耐震壁の変形メカニズムを再現する為には、やはり、基礎梁及び杭をモデル化する事が不可欠である事が確認できた。

表 5-5 MNW 試験体の実験結果と解析結果の比較

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重比率	せん断変形比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
FEM解析	(a)	0.047	0.082	0.129	96.0	1.05	2.27
	(b)	0.184	0.296	0.480	109.0	1.09	0.94
	(c)	0.465	0.767	1.232	120.0	1.09	1.01
耐震性能評価	(a)	0.045	0.029	0.074	86.4	0.95	0.80
	(b)	0.188	0.197	0.385	96.9	0.97	0.63
	(c)	0.459	0.533	0.992	102.7	0.94	0.70
解析 (壁のみ)	(a)	0.044	0.050	0.094	94.6	1.04	1.38
	(b)	0.188	0.151	0.339	104.3	1.04	0.48
	(c)	0.459	0.420	0.879	113.0	1.03	0.55

表 5-6 MNWL 試験体の実験結果と解析結果の比較

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重比率	せん断変形比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
FEM解析	(a)	0.044	0.110	0.153	362.0	1.13	0.82
	(b)	0.135	0.268	0.403	376.0	1.10	0.68
	(c)	0.199	0.381	0.580	384.0	1.09	0.60
耐震性能評価	(a)	0.045	0.036	0.081	335.9	1.05	0.27
	(b)	0.136	0.164	0.300	373.3	1.09	0.41
	(c)	0.203	0.268	0.471	380.7	1.08	0.42
解析 (壁のみ)	(a)	0.044	0.061	0.105	367.5	1.15	0.45
	(b)	0.130	0.131	0.261	408.0	1.20	0.33
	(c)	0.204	0.203	0.407	389.9	1.10	0.32

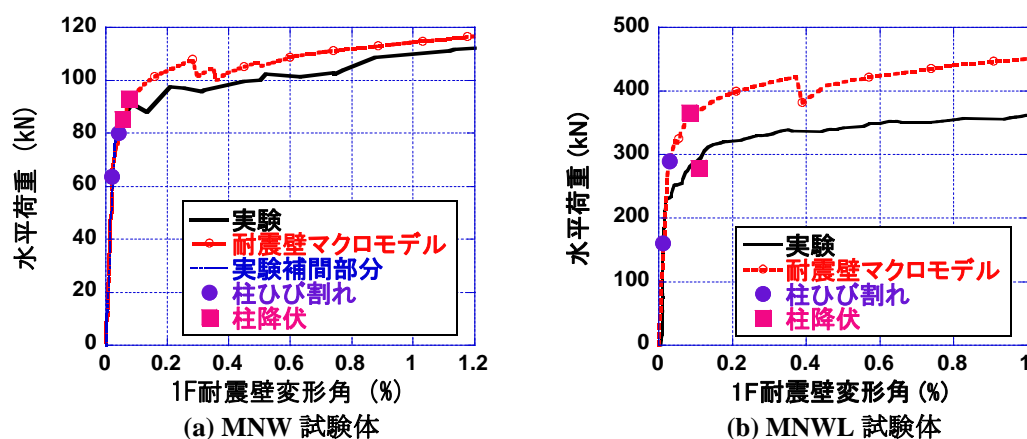


図 5-33 1F 耐震壁の復元力特性

5.5. 基礎部分のマクロモデルの構築（その1：コンクリートストラットの傾斜角）

5.4において、耐震壁の変形メカニズムを評価し、水平抵抗機構を解明する為には、基礎梁と杭のモデル化が不可欠である事が確認された。しかしながら、基礎梁、杭周辺における応力伝達は不明な点が多く、モデル化が困難である。したがって、渡辺らの研究^{[5-14][5-15]}で行われていたように、基礎梁は剛梁として扱われている事が多い。本節では、載荷実験の結果と設計指針の算定式から、基礎梁の圧縮束の向きを推測し、その結果を基に、基礎梁のコンクリートストラットの配置や傾きを決定する。

5.5.1 実験結果からの考察

本節では、基礎梁主筋のひずみ分布から、基礎梁主筋に作用する付着力を概算し、耐震壁縦方向補強筋のひずみ値、基礎梁せん断補強筋のひずみ値から算定した引張力との釣合から、基礎梁内におけるコンクリート圧縮ストラットの大きさと向きを予測する。検討方法としては、実験から得られたひずみに鉄筋の断面積と弾性係数を掛け合わせて、鉄筋が負担する引張力を算定する。基礎梁主筋と基礎梁せん断補強筋の交差点を節点とし、節点における釣合関係から、コンクリートストラットの角度を算定する。なお、検討を行ったのは、耐震壁降伏前と、耐震壁降伏後の 2 ケースである。なお、耐震壁降伏後のケースに関しては、FEM解析（表 5-2）で用いた検証点(b)に対応している。

この検討手法を用いる為には、各鉄筋に引張力のみが作用する節点を選択する必要がある。各鉄筋に圧縮力が作用すると、鉄筋周辺のコンクリートによって伝達される圧縮力も考慮しなければならない為、問題が複雑化になる。そこで、今回の検討対象となる節点は、引張ひずみが分布している基礎梁上端筋のスパン全体と、引張ひずみが集中する基礎梁下端引張杭近傍となる。なお、基礎梁上端筋上の節点に関しては、基礎梁下端から圧縮力が伝達されるだけでなく、耐震壁からも圧縮力の伝達を受ける。本検討法で求められるコンクリートストラットは、この両者の合力となる為、基礎梁のコンクリートストラットの角度を求める為には、できるだけ耐震壁から伝達される圧縮力による影響が小さくなる節点を選ぶ必要がある。引張側杭近傍では、耐震壁と基礎梁の間に離間が起こる為、耐震壁から入力される圧縮力が小さくなるものと考えられるので、基礎梁下端から伝達される圧縮束の角度が算定しやすい。一方、圧縮側杭近傍では、耐震壁と基礎梁の間に離間がほとんど生じない為、合力を分離して、基礎梁の圧縮束の傾斜角を求める事ができない。ゆえに、検討を行うのは、引張杭近傍の節点のみとする。基礎梁上端筋に関しては、スラブの有効幅を実大にして 1m 程度と考え、MNW 試験体ではスラブ筋 4- ϕ 4 を、MNWL 試験体ではスラブ筋 4-D6 を引張鉄筋として考慮する。また、四段配筋の MNW 試験体では、一段目と三段目の引張応力を平均化したものを基礎梁上端筋の平均引張応力として取り扱い、引張力を算定する。

耐震壁降伏前の考察結果を図 5-34及び図 5-35に示す。各試験体の水平荷重及び 1F層間変形角は、MNW試験体で(0.040%、80.1kN)、MNWL試験体では(0.095%、284.8kN)である。各節点に作用する引張力と付着力を見ると、基礎梁上端筋に作用する付着力が、基礎梁下端筋が負担する付着力と比較して小さくなっている事が分かる。その結果、基礎梁上端で算定されるコンクリートの圧縮ストラットの角度は、不自然なものとなった。これは、耐震壁脚部の離間がまだ小さい為、耐震壁から伝達される圧縮力が無視できず、耐震壁から伝達される圧縮力と基礎梁下端から伝達される圧縮力の合力が算定されている為であると考えられる。

一方、下端筋では、上端筋と比べ、大きな付着力が作用し、杭の方向を目指すような傾斜の小さいストラットが形成されている事が確認できる。ゆえに、引張杭から伝達される曲げ戻しモーメントによって生じる圧縮力の一部は、断面解析では圧縮力を全て負担するものとして考えていた基礎梁上端には伝達されず、向きを変え、基礎梁下端に伝達される事が分かった。

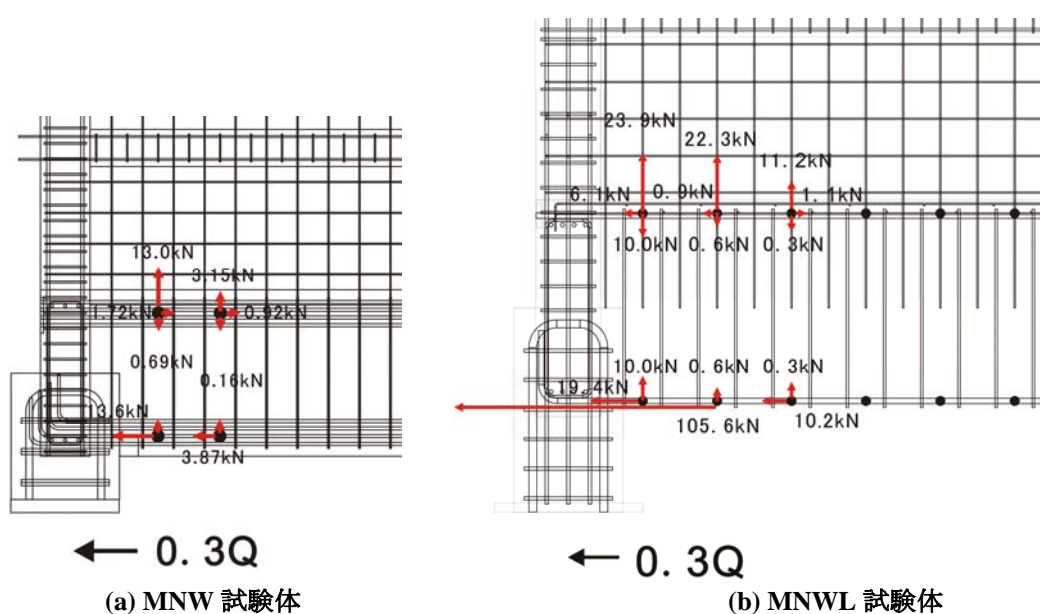


図 5-34 各鉄筋に作用する引張力（基礎梁主筋に関しては付着力）

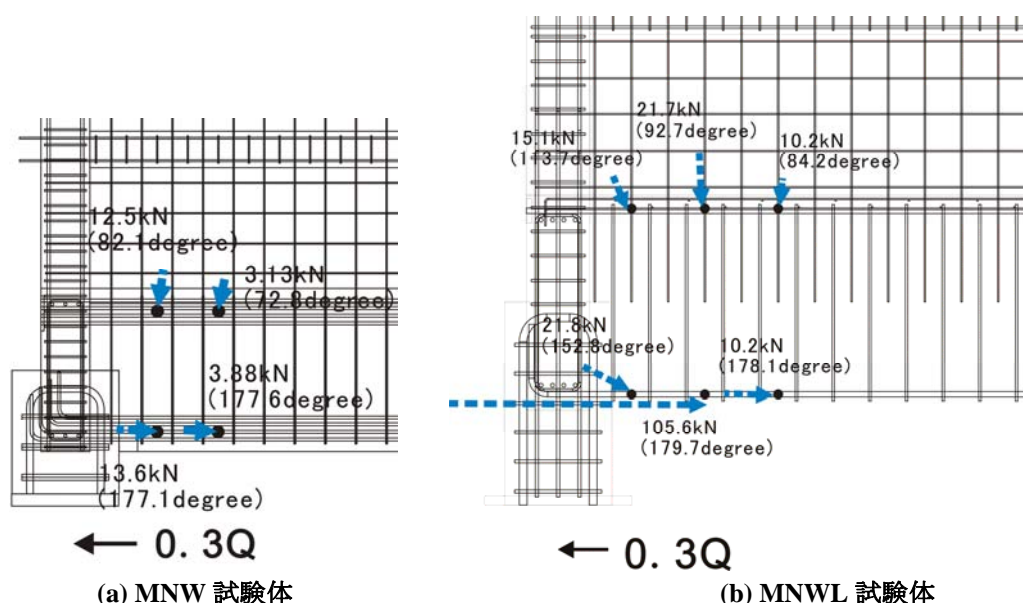


図 5-35 圧縮ストラットの向き

次に、耐震壁降伏後の考察結果を図 5-36及び図 5-37に示す。各試験体の水平荷重及び 1F層間変形角は、MNW試験体で(0.501%、100.3kN)、MNWL試験体では(0.533%、341.4kN)である。各節点に作用する付着力と引張力を見ると、耐震壁降伏前とは異なり、基礎梁上端筋に作用する付着力とせん断補強筋が負担する引張力が大きく増大している事が分かる。耐震壁脚部の離間が十分に進んでいるものと考え、節点の釣合から算定される圧縮ストラットの角度は、基礎梁下端から伸びる圧縮ストラットの角度を示しているものと考えられる。基礎梁下端から伸びる圧縮ストラットの傾斜角は、MNW試験体では、20 ～ 25 度前後と傾斜角が小さいのに対し、MNWL試験体では、40 ～ 45 度となり、試験体によるばらつきが大きくなった。

一方、基礎梁下端筋付近の測定点に関しては、基礎梁せん断補強筋が負担する引張力が増大する事によって、実験前半に比べ、コンクリートストラットの傾斜角はやや大きくなるが、両試験体とも、圧縮ストラットには、引張側杭主筋の定着位置付近に向かう傾向が見られた。

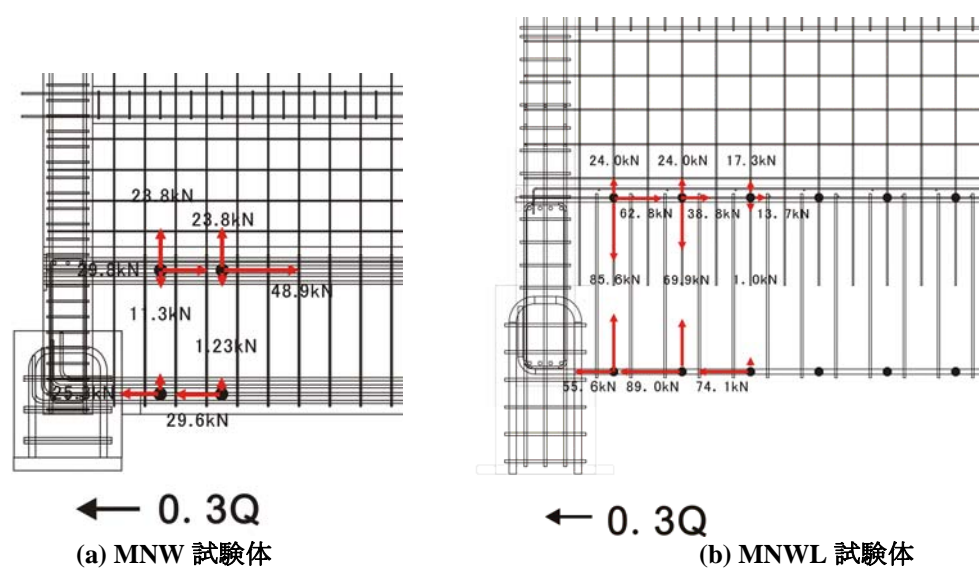


図 5-36 各鉄筋に作用する引張力（基礎梁主筋に関しては付着力）

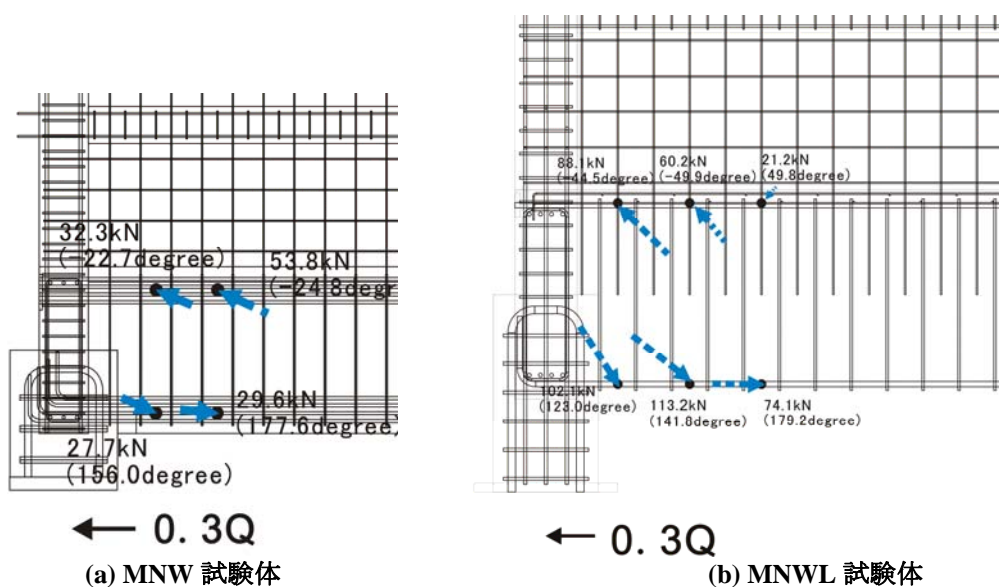


図 5-37 圧縮ストラットの向き

また、参考として、実験終了時の基礎梁のひび割れの分布を図 5-38及び図 5-39に示す。RC部材におけるひび割れの傾きは、必ずしも主応力方向と一致する訳ではないが、ひび割れの方が基礎梁位置によって、どのように変化するかを把握する事で、圧縮ストラットの方を予測する際の参考となる。引張杭近傍ではひび割れの傾き（35 ～ 40 度）がやや小さくなっているが、圧縮杭近傍では、逆にひび割れが立っており（50 ～ 60 度）、基礎梁下端の圧縮域の方にストラットが集中している様子が分かる。

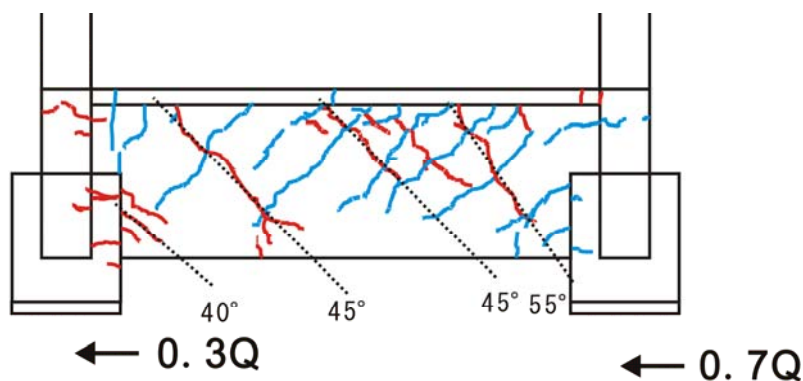


図 5-38 実験終了時における基礎梁ひび割れ分布（MNW 試験体）

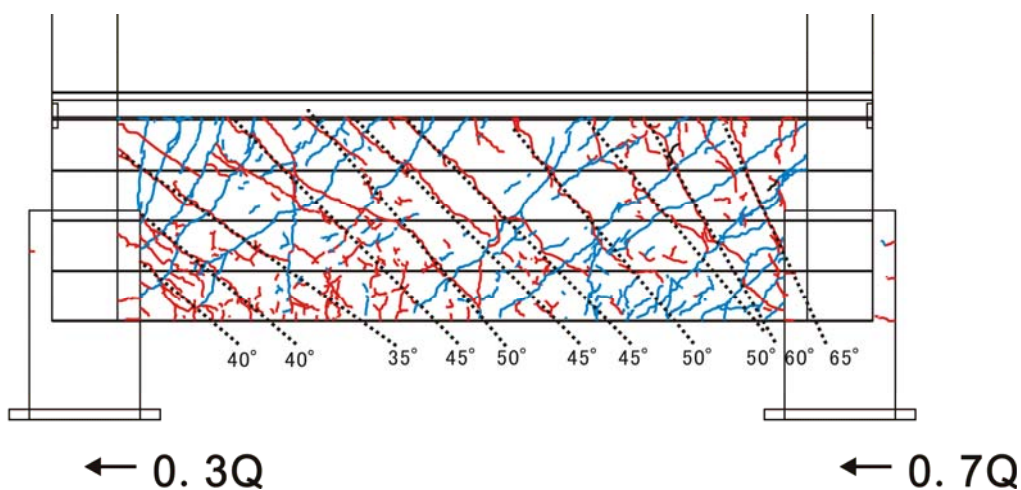


図 5-39 実験終了時における基礎梁ひび割れ分布（MNWL 試験体）

5.5.2 靱性保証型耐震設計指針・同解説に基づいた考察

梁部材において伝達されるせん断力の経路は、トラス機構とアーチ機構によって説明できる。この際、アーチ機構は、基礎梁両端の曲げ圧縮域を結ぶコンクリートストラットによって構成される。しかしながら、本実験試験体では、引張杭近傍上端部では、上端筋に大きな引張ひずみが発生しており、ストラットの起点となる曲げ圧縮域が非常に狭くなっているものと考えられる。また、基礎梁には、上部に位置する耐震壁からせん断力や引張力、圧縮力等が作用し、これらの外力はトラス機構によって伝達されるものと考えられる。そこで、基礎梁におけるせん断力の伝達が、トラス機構のみで行われるものと仮定すると、トラス機構によるコンクリートストラットの傾斜角は、基礎梁コンクリートストラットの傾斜角となる。そこで、ここでは、トラス機構によるコンクリートストラットの傾斜角を算定する。

梁、柱部材におけるコンクリート圧縮ストラットの傾斜角を考える場合、トラス機構の傾斜角は、その部材のせん断補強筋量、コンクリートの圧縮強度によって決まる。文献^[5-16]によると、梁、柱部材におけるコンクリート圧縮ストラット角度は、鉄筋の付着力、せん断補強筋の引張強度、コンクリートの有効圧縮強度から、以下の式で算定される。但し、トラス機構の傾斜角 ϕ は、せん断ひび割れを横切っての圧縮力を伝達は困難なので、26.6度以上に設定しなければならない。

$$1 + \cot^2 \phi = \lambda \nu_o \sigma_B / p_{we} \sigma_{wy} \quad (5-31)$$

$$\cot \phi \leq 2.0 \quad (5-32)$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (5-33)$$

$$\nu_o = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} \quad (5-34)$$

- λ : トラス機構の有効係数
- ν_o : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない時の有効係数
- σ_B : コンクリートの圧縮強度
- p_{we} : 有効補強筋比
- σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度
- s : 横補強筋間隔
- j_e : トラス機構に関する断面の有効せい
- b_s : トラス機構に関する断面の有効幅

実際に各試験体のストラットの傾斜角を算定すると、

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} = \frac{1 - 100_{mm}/(2 \cdot 482_{mm}) - 64_{mm}/(4 \cdot 482_{mm})}{1 - 150_{mm}/(2 \cdot 796_{mm}) - 102_{mm}/(4 \cdot 796_{mm})} = \frac{0.863 (MNW)}{0.874 (MNWL)} \quad (5-35)$$

$$\nu_o = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} = \frac{0.7 - 36.9_{MPa}/200_{MPa}}{0.7 - 45.7_{MPa}/200_{MPa}} = \frac{0.515 (MNW)}{0.472 (MNWL)} \quad (5-36)$$

$$p_{we} \sigma_{wy} = \frac{(2 \times 31.67_{mm^2})/(100_{mm} \times 61_{mm}) \cdot 374.7_{MPa}}{(2 \times 71.33_{mm^2})/(150_{mm} \times 102_{mm}) \cdot 378.3_{MPa}} = \frac{3.71_{MPa} (MNW)}{3.53_{MPa} (MNWL)} \quad (5-37)$$

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{\lambda \nu_o \sigma_B}{p_{we} \sigma_{wy}} - 1} = \frac{\sqrt{(0.863 \cdot 0.515 \cdot 36.9_{MPa})/3.71_{MPa} - 1}}{\sqrt{(0.874 \cdot 0.472 \cdot 45.7_{MPa})/3.53_{MPa} - 1}} = \frac{1.85 (MNW)}{2.68 (MNWL)} \leq 2.0 \quad (5-38)$$

$$\phi = \frac{28.4_{deg} (MNW)}{26.6_{deg} (MNWL)} \quad (5-39)$$

計算結果から、トラス機構の角度は30度程度となった。しかしながら、(5-31)から明らかなように、この角度は、コンクリートストラットが圧壊する基礎梁せん断終局状態における角度を示しており、必ずしも基礎梁が終局状態に至る前のトラス機構の角度を示したものではない。本実験では、基礎梁にコンクリートの圧壊等のせん断による大きな損傷は確認されておらず、基礎梁がせん断終局状態にあったとは考えにくい。また、基礎梁のせん断補強筋も降伏に至っていないものも多く見られる。ゆえに、本実験試験体の基礎梁において、(5-31)が成り立ち、それに基づく圧縮ストラットが形成されているとは考えにくい、せん断補強筋量の影響が考慮されたコンクリートストラットの角度として、一つの指標になると考えられる。

5.5で行った引張杭側における基礎梁コンクリートストラットの傾斜角に対する検討結果を表 5-7に示す。なお、5.2.6 で検討したFEM解析による主応力の方向も合わせて示す。なお、圧縮杭側に関しては、FEM解析の結果及び載荷実験で観測されたひび割れの分布から、圧縮側杭の圧縮域に向けたコンクリートストラットを設置する必要があると考えられる。

表 5-7 引張杭側における基礎梁コンクリートストラットの傾斜角（単位：degree）

		MNW	MNWL
FEM		40 → 34	39 → 35
載荷実験	主応力	23.8	47.2
	ひび割れ	40 ~ 45	35 ~ 45
設計指針		28.4	26.6

5. 6. 基礎部分のマクロモデルの構築（その2：各構造要素のモデル化）

5. 6. 1 解析変数

5.2 で行ったFEM解析及び 5.5 における載荷実験や算定式を用いた検討によって、杭周辺の圧縮力の流れや、基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角に関する有益な知見が得られた。本節では、これらの知見から基礎構造のモデル化を行う。この際、大きな問題となるのが、基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角である。そこで、表 5-7の結果から、以下に示すような3種類の傾斜角を解析の変数として、実験結果と比較し、適切な傾斜角を選択する事とした。

(1) 基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角

- A30 : 傾斜角を靱性保証型耐震設計指針・同解説のトラス機構の角度に近い 30 度とする
- A37 : FEM 解析の主応力方向に近い 37 度とする。
- A45 : 傾斜角を実験において確認されたひび割れの角度と同じ 45 度とする

また、もう一つの解析変数として、床スラブの有効幅を取り扱う。実験では、スラブ筋は径が小さく、基礎梁主筋と比べ、付着が良好な為、基礎梁主筋の歪分布と比べると、スラブ筋の歪分布はばらつきが大きいものとなった。しかしながら、基礎梁上端筋の引張ひずみに匹敵する大きさの引張ひずみが、床スラブ軸方向鉄筋においても観測され、床スラブ筋は、引張鉄筋としてスラブ全断面に渡って有効に働いているという結論に至った。

ただ、スラブコンクリートに関してもスラブ筋と同様に全断面有効としてよいかは疑問が残る。スラブ筋が有効に働き始めるのは、スラブコンクリートに引張ひび割れが発生し、各スラブ筋に引張力が再分配され、スラブ断面方向における応力状態が平均化された状態になってからであると考えられる。一方、スラブコンクリートに関しては、全断面に一樣な歪が生じ、同時にひび割れが発生するのではなく、基礎梁近傍の応力が集中する箇所や初期ひび割れ等の欠陥がある弱い部分からひび割れが発生し、徐々にひび割れがスラブ全体に進展していくものと考えられる。ゆえに、このような3次元的なひび割れの進展を再現できない2次元の解析では、文献_[5-17]p.100にも示されているように、均等な応力分布を得る為に、実際に引張力が伝達される幅よりも小さい有効幅を用いるべきである。そこで、スラブコンクリートとスラブ筋の整合性が取れるような有効スラブ幅についても検証を行う。

スラブの有効幅に関しては、以下のように定めた。床スラブに関しては、2章で行った既往の研究による検討を踏まえ、最小の有効幅を取る日本建築センターによる評価法と、最大の有効幅を取る杭径を用いた評価法に加え、スラブを全て評価した場合と評価しない場合の計4種類を検討する。

(2) スラブの有効幅

- S0 : スラブ無視 (小型 : 0mm、大型 : 0mm)
- S1 : 日本建築センターによる評価法 (小型 : 150mm、大型 : 250mm)
- S2 : 杭幅による評価法 (小型 : 300mm、大型 : 365mm)
- S3 : 全スラブ幅を考慮 (小型 : 400mm、大型 : 675mm)

具体的な手法としては、まず、ストラットの傾斜角を変数とした試験体モデルの Pushover 解析を行い、耐震壁の復元力特性及び基礎梁主筋のひずみ分布が実験結果と一致するかどうかを確認する。

また、その後、より適合性が高いモデルを用いて、スラブの有効幅を解析変数として、耐震壁の復元力特性と基礎梁主筋のひずみ分布を用いて、実験結果との比較を行う。

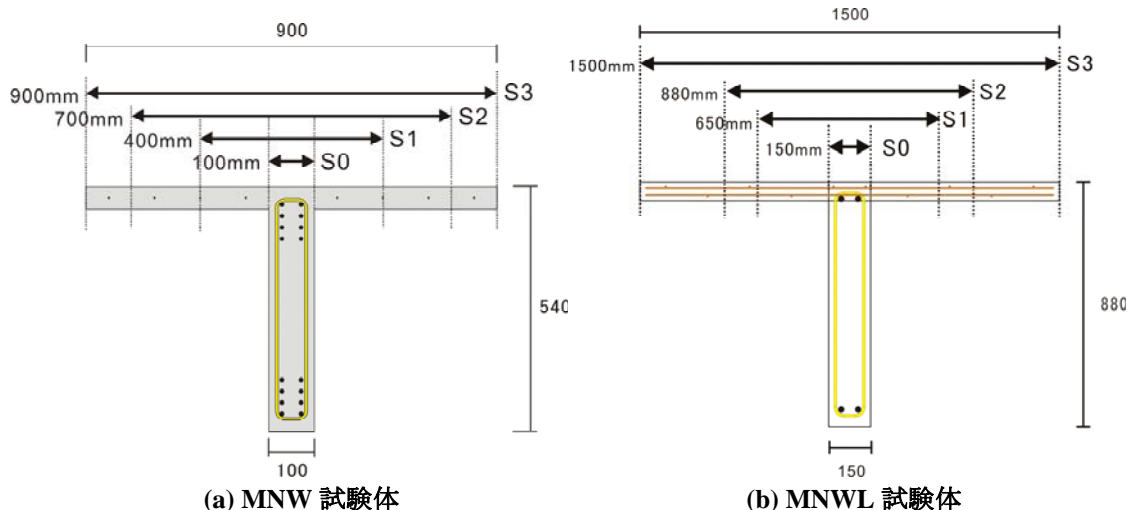


図 5-40 床スラブの有効幅 (単位 : mm)

5.6.2 基礎梁のモデル化 (その1: 主筋)

基礎梁主筋に関しては、柱部材の軸方向バネと同様に、コンクリートのテンションスティフニング作用が引張剛性に与える影響を考慮してモデル化する。基礎梁上端筋に関しては、図 5-40に従って、それぞれの試験体に対して、S0 からS3 まで、計 4 種類のモデルを作成した。なお、基礎梁に関しては、コンクリートを考慮する領域のせいは、文献_[5-13]に従い、基礎梁主筋重心位置から基礎梁端面までの距離の 2 倍として考える。以下にモデル化した基礎梁上端筋の軸方向復元力特性を示す。なお、基礎梁下端筋の復元力特性に関しては、基礎梁上端筋をS0 とし、スラブ筋の寄与を無視したモデルと同じである。

床スラブは基礎梁と比べ、鉄筋量が少なく、スラブ筋の引張剛性に全領域のスラブコンクリートが寄与するとは考えにくい。そこで、床スラブの寄与を考慮するS1～S3 に関しては、鉄筋の引張剛性の増大に寄与しないコンクリートを別途、無筋コンクリートとして扱う事とし、以下のように 3 つの領域に分けてそれぞれの復元力特性を算定し、これらを足し合わせてモデル化する事とした。なお、領域Bの範囲に関しては、文献_[5-9]の式(5-40)を用いて定めた。また、コンクリートのひび割れ発生後の復元力特性に関しては、式(5-5)に基づいて計算した。A及びBに関しては、引張応力開放係数には、鉄筋コンクリートとして $C=0.4$ を用いたが、Cに関しては、式(5-6)に基づいて計算した。この際、メッシュ長さは要素長とし、大型試験体で 150mm、小型試験体で 100mmとしている。また、圧縮域における各鉄筋の復元力特性に関しては、5.3.3 の柱主筋と同様の手法でモデル化した。

<基礎梁上端筋モデル化における領域>

- | | |
|---------------|---------------------------------|
| A (基礎梁) | : 基礎梁主筋、スラブ筋の一部(大型試験体のみ)、コンクリート |
| B (スラブ筋周辺) | : スラブ筋、コンクリート |
| C (スラブコンクリート) | : コンクリート |

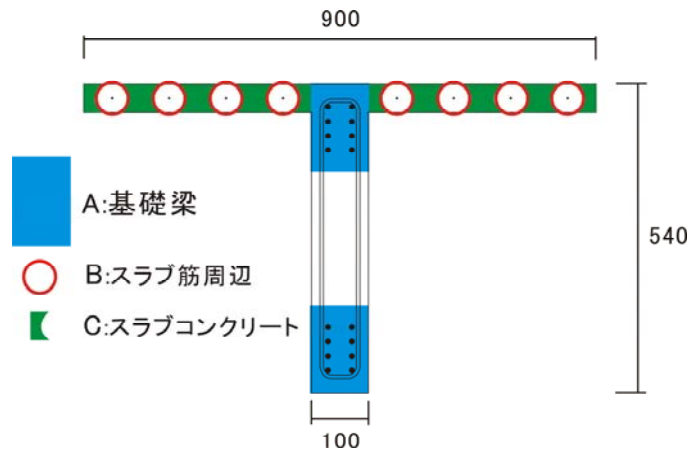


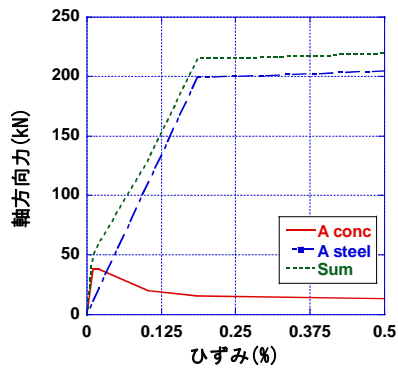
図 5-41 MNW 試験体 S3 モデルにおける基礎梁上端筋のモデル化

$$A_c = A_s \frac{f_y}{f_t}$$

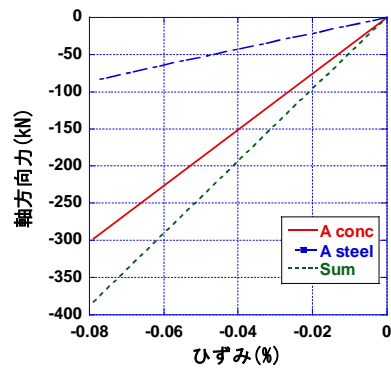
(5-40)

- A_c : 鉄筋一本あたりの付着作用の及ぶ領域
 A_s : A_c に含まれる鉄筋総断面積
 f_y : 鉄筋の降伏強度
 f_t : コンクリートの引張強度

各モデルの引張荷重－引張ひずみ関係を見ると、基礎梁主筋量の多い MNW 試験体に関しては、スラブコンクリートを全て考慮する S3 モデルに関しても、包絡線に下り勾配は見受けられないが、基礎梁主筋量の少ない MNWL 試験体に関しては、床スラブのコンクリートが負担する引張力の割合が大きく、ひび割れ発生後に急激な耐力低下が見られる。

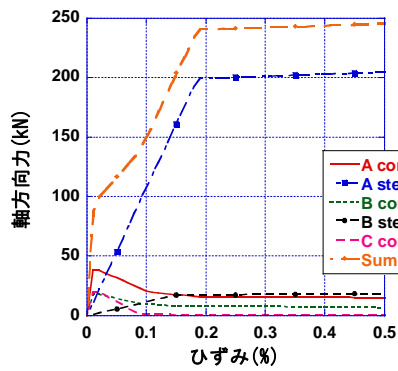


(a) 引張

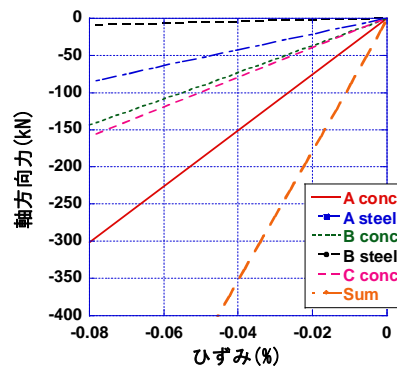


(b) 圧縮

(I) S0 モデル及び下端筋

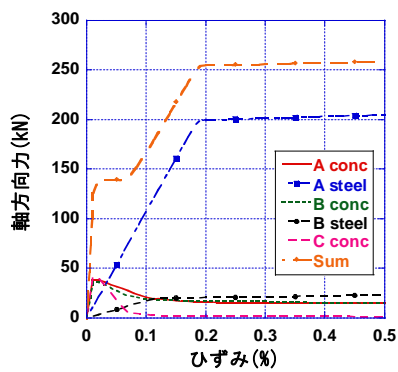


(a) 引張

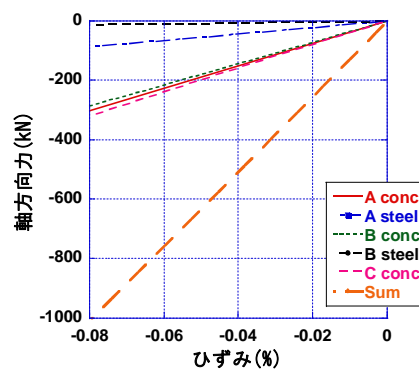


(b) 圧縮

(II) S1 モデル

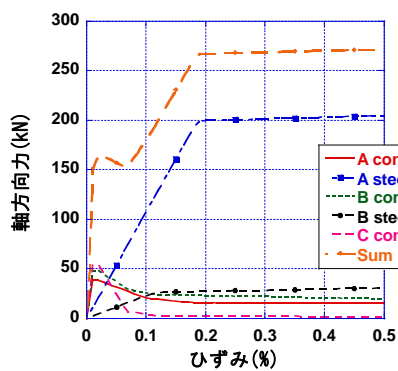


(a) 引張

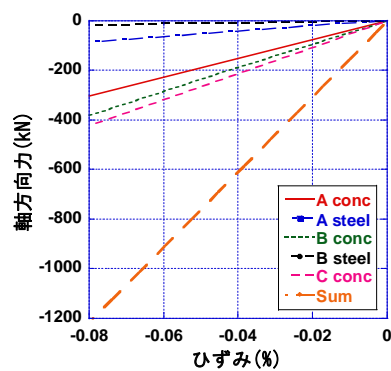


(b) 圧縮

(III) S2 モデル



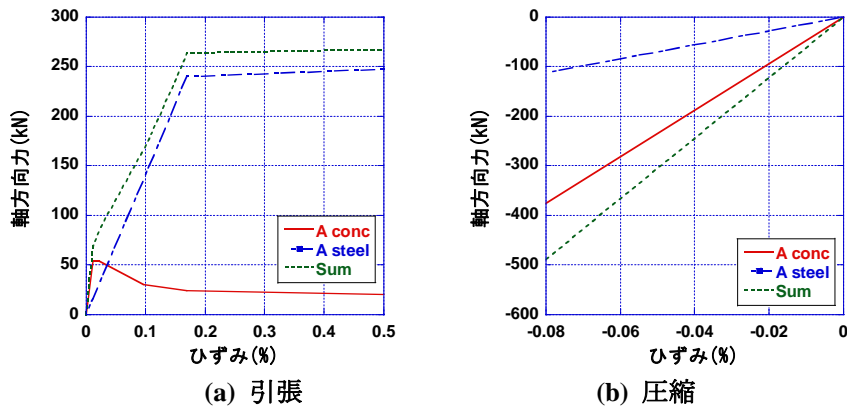
(a) 引張



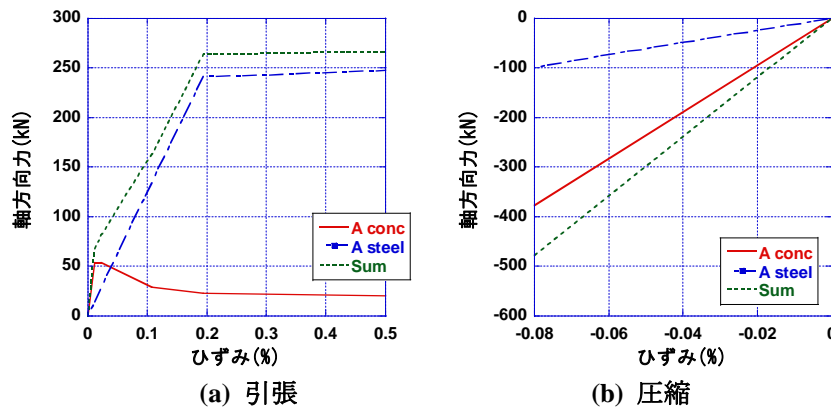
(b) 圧縮

(IV) S3 モデル

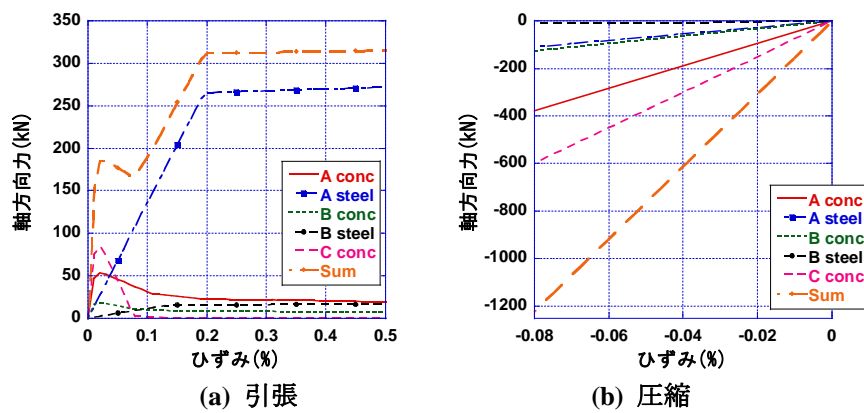
図 5-42 基礎梁主筋の復元力モデル(MNW)



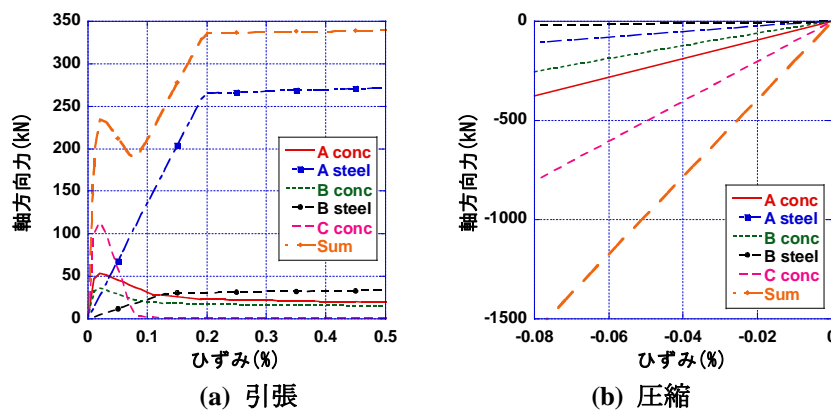
(I) 下端筋モデル



(II) S0 モデル

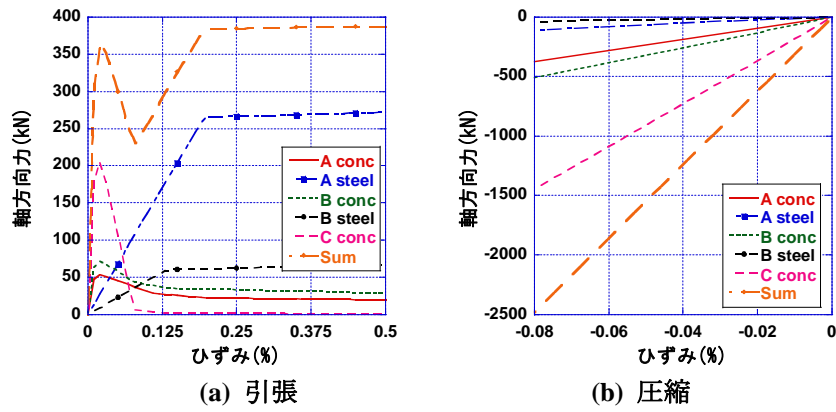


(III) S1 モデル



(IV) S2 モデル

図 5-43 基礎梁主筋の復元力モデル(MNWL)



(V) S3 モデル

図 5-43 基礎梁主筋の復元力モデル(MNWL)

5.6.3 基礎梁のモデル化（その2：せん断補強筋）

せん断補強筋に関しては、鉄筋単体の復元力特性で、5.3.3 の柱主筋と同様の手法でモデル化した。以下に一組のせん断補強筋の復元力特性を示す。

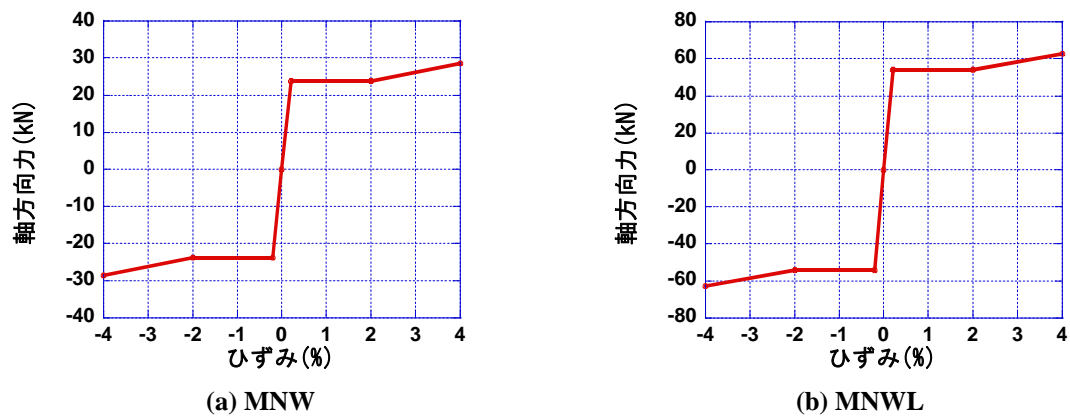


図 5-44 基礎梁せん断補強筋の復元力特性

5.6.4 杭主筋のモデル化

杭主筋は、基礎梁主筋と同じように、主筋重心位置から材端縁までの長さの 2 倍の範囲内のコンクリートを考慮してモデル化を行った。

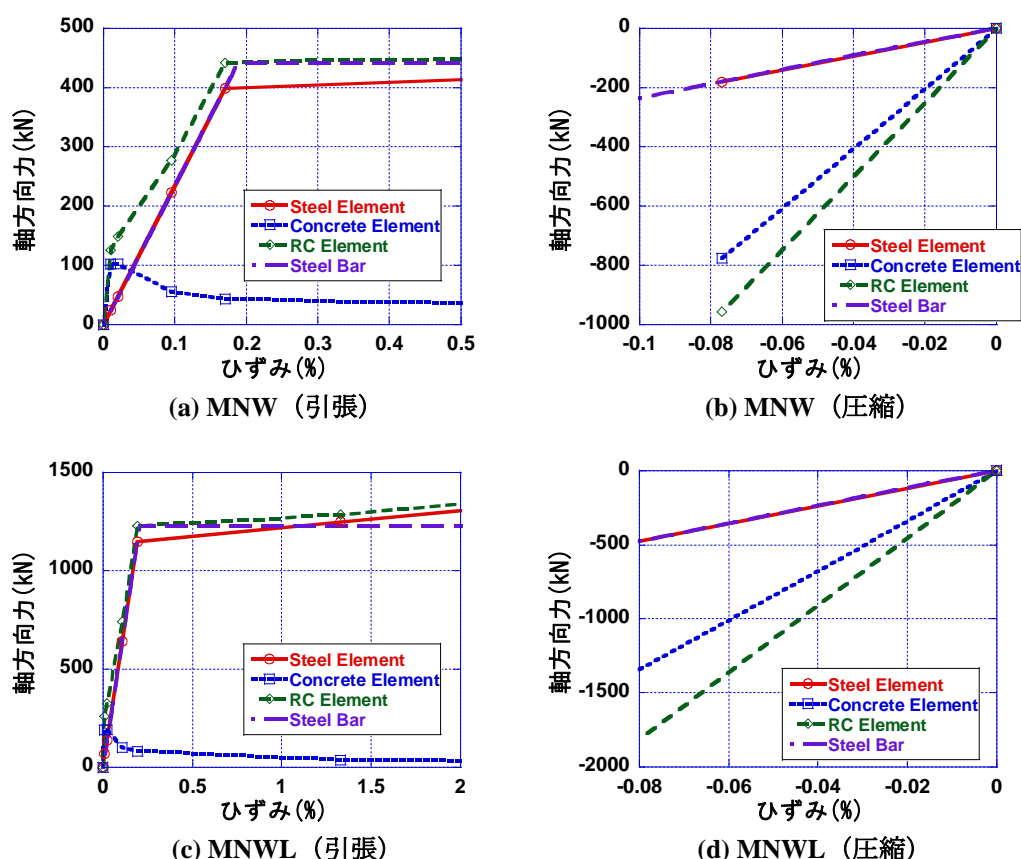


図 5-45 杭主筋の復元力特性

5.6.5 モデル化に関する注意事項

基礎梁及び杭をモデル化にあたって注意した点を以下に示す。

<コンクリートストラット>

ストラットは、基礎梁せん断補強筋と基礎梁上端筋または下端筋が交わる箇所を結ぶように設置した。圧縮杭端部においては、FEM 解析の結果 (5.2.4) 及び載荷実験のひび割れ分布 (5.5.1) から、基礎梁下端筋と圧縮杭圧縮筋が交わる部分にストラットが集中するように設置した。また引張杭側に関しては、引張杭の曲げ戻しモーメントによる圧縮力を伝達するストラットと基礎梁下端から伸びるストラットが直交梁位置において、水平力を相殺するように設置し、FEM 解析の結果 (5.2.4) の結果から、ストラットは引張杭近傍においても均等な配置とした。但し、載荷実験の主応力方向に関する検討結果 (5.5.1) を参考に、引張杭近傍下端部では、基礎梁下端筋から伸びるストラットが杭引張主筋定着位置を目指すようにした。なお、複数の圧縮ストラットが一つの節点に集中して作用する場合には、その節点に接続する圧縮ストラットの断面は、その節点を目指す出発点側のストラットせいを 0.5 倍したものに、基礎梁の幅を掛け合わせて算定した。

また、各ストラット及びタイは、耐震壁と同様に、正負対称に設置し、長期軸力の杭への伝達が対称に行われるようにした。耐震壁のコンクリートストラットと基礎梁上端筋との接続に関しては、図

5-46(a)に示すように、正方向載荷時に働く圧縮ストラットと負方向載荷時に働く圧縮ストラットが、同じ節点で接続されるようにした。これは、図 5-46 (b)に示すように、各ストラットと互い違いに接続すると、「正方向のストラットから伝達される圧縮力」と「負方向ストラットから伝達される圧縮力」の差分が、基礎梁上端筋に互い違いに圧縮力、引張力として作用する状態になり、試験体モデルの挙動が不安定になる可能性がある為である。特に長期軸力が支配的である耐震壁小変形時には、耐震壁ストラットが負担する圧縮力が正負対称に基礎梁に伝達される為、基礎梁上端筋における応力差が大きくなる。

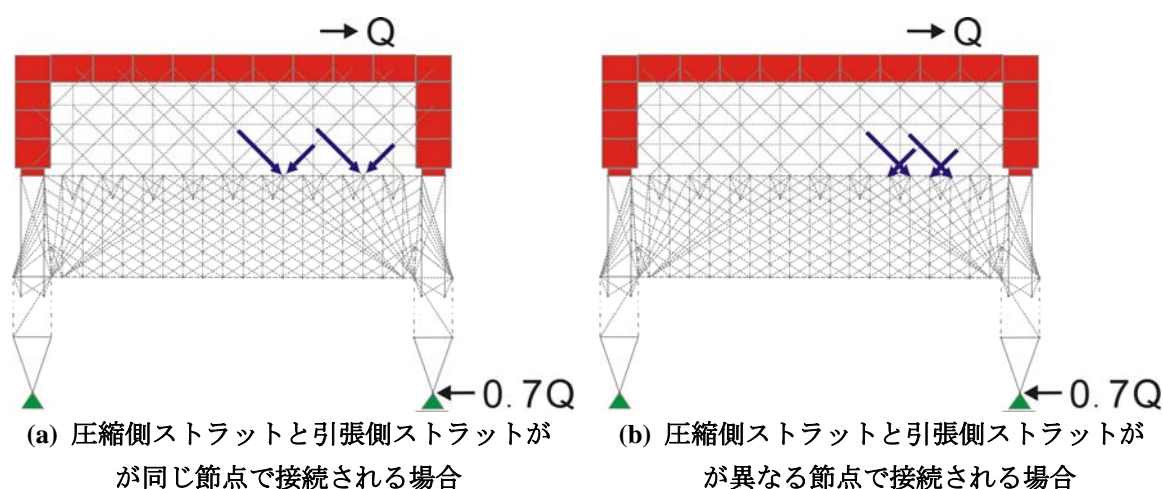


図 5-46 基礎梁上端節点における耐震壁ストラットの接続

<杭>

杭に関しては、基礎梁上下筋と同様に、かぶり厚さの 2 倍を圧縮筋及び引張筋に寄与するコンクリートの範囲として、軸方向の復元力特性を算定した。また、杭に関しては、曲げ変形が卓越し、せん断変形成分は小さくなるものと考え、簡略化の為、基礎梁コンクリートストラットの 1000 倍程度の圧縮剛性を杭のせん断伝達ストラットに与えた。また、本来は、圧縮力のみを負担するストラットを×形に設置し、正側と負側で異なるストラットがせん断力を伝達するように設定すべきであったが、本解析では、×形にストラットを配置すると解が収束しなかった為、図 5-46に示すように、圧縮力と引張力を負担できるストラットを一本だけ設置して数値解析を行った。なお、7 章で行う杭と地盤を考慮した数値解析では、圧縮力のみを負担するストラットを×形に設置し、数値解析を行っている。

<直交梁>

載荷実験では、基礎梁下端筋の降伏により、引張側杭の頭部で回転が生じ、直交梁にひび割れが発生する様子が観測されている。(4.3.3 参照) しかしながら、マクロモデルでこの杭の回転挙動を再現すると、ピンで接続される部材が増える為、モデル全体の挙動が不安定になる恐れがある。また、幅が非常に大きく、有効幅を設定する必要がある直交梁のモデル化は、床スラブのモデル化と同様に煩雑である。そこで、本モデルでは、直交梁は、他の部材と比べて剛であるものとし、各ストラット及び直交梁内の柱主筋に関しては、基礎コンクリートストラットの 1000 倍程度の圧縮剛性を与えた。その結果、本モデルでは、杭の回転挙動は、直交梁と杭が一体となった回転挙動で再現される事になる。また、図 5-47(a)に圧縮剛性と同じく、高い引張剛性を与えたストラットを太線で示す。

FEMによる解析結果から、圧縮柱の脚部から圧縮杭の圧縮域へ向かう圧縮ストラット①を設置した。ところで、図 5-47(b)に示すように、直交梁内の柱主筋②には、杭外側から伸びるストラットと基礎梁

下端から伸びるストラットを受け止める節点が無数に存在している。ゆえに、この柱主筋に圧縮力が作用すると、不安定な挙動を示し、剛性が大幅に低下してしまう。そこで、圧縮力に関しては、図 5-47(b)に示すように、圧縮柱脚部から杭頭までを直接結ぶ圧縮材を設置し、この圧縮材を介して圧縮力を負担させるものとした。また、この圧縮材は引張力に関しては、一切負担しない為、引張力に関しては、引張材のみで抵抗する。

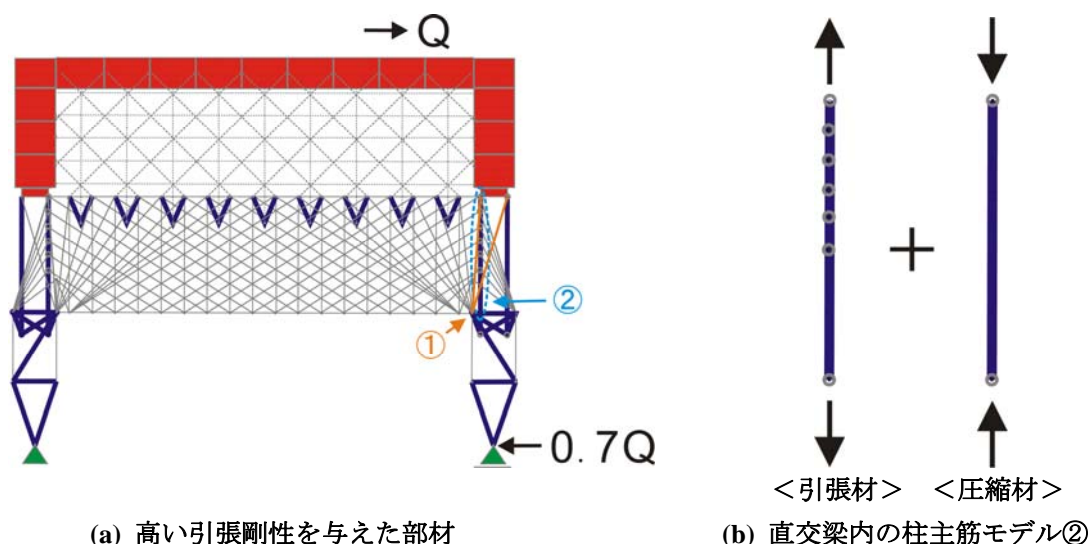


図 5-47 引張剛性が高い部材

5.7. マクロモデルによる解析結果 1（解析変数の検討）

本節では、5.6 で設定した解析変数が、試験体の履歴性状等を与える影響を明らかにし、実験結果と比較する事で、本実験試験体における基礎梁圧縮ストラットの角度とスラブの有効幅を決定する。

5.7.1 基礎梁圧縮ストラットの傾斜角に関する考察

基礎梁コンクリートストラットの傾斜角が、耐震壁の復元力特性と基礎梁主筋のひずみ分布に与える影響を考慮する為に、図 5-48に示すように、それぞれの試験体に対し、3 種類ずつ数値解析を行った。なお、スラブの有効幅に関しては、床スラブの寄与を考えないS0 モデルに統一して解析を行っている。

1F耐震壁の復元力特性を図 5-49に示す。MNW試験体及びMNWL試験体共に、基礎梁コンクリートストラットの傾斜角の違いが、耐震壁の復元力特性に与える影響はほとんど見られなかった。なお、両試験体とも、曲げ及びせん断に関して、実験耐力をやや過小に評価しているものの、特にMNWL試験体に関しては、耐震壁脚部の境界条件を固定端とした4章の耐震性能評価指針（案）・同解説による算定法や、5章で示したFEM解析や耐震壁のみを対象としたマクロモデルによる算定法と比べ、耐震壁の曲げ降伏耐力や剛性の解析精度が大幅に向上している事が分かる。また、表 5-8及び表 5-9に示す通り、1F耐震壁の曲げ変形とせん断変形の割合も、5.4の検討結果と比較して、より実験結果に近い値が得られている事が分かる。これは、マクロモデルに基礎を付加する事で、基礎梁上端域の伸びによって生じる1F耐震壁のせん断変形を評価できるようになった事が原因であると考えられる。

また、表 5-8及び表 5-9に基礎梁主筋ひずみ分布の比較検討点の各変形成分と水平荷重の値を示す。MNWL 試験体に関しては、どのモデルを用いても、各比較点におけるせん断変形成分の割合はほとん

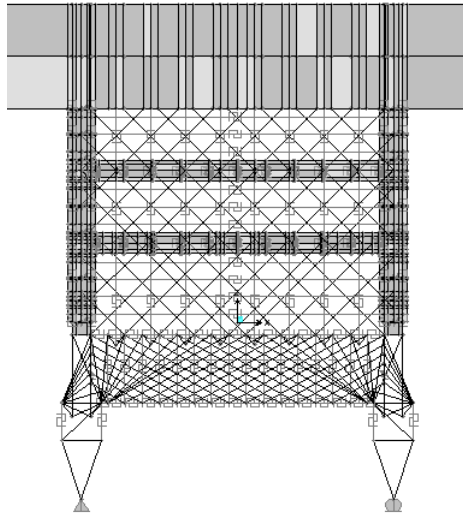
ど変化しない。しかしながら、MNW 試験体に関しては、A45 モデルを用いた場合には、検証点(c)におけるせん断変形成分の割合が大きく異なっている事が分かる。この原因に関しては、基礎梁主筋のひずみ分布において示す。

表 5-8 MNW の基礎梁主筋ひずみ分布の比較検討点

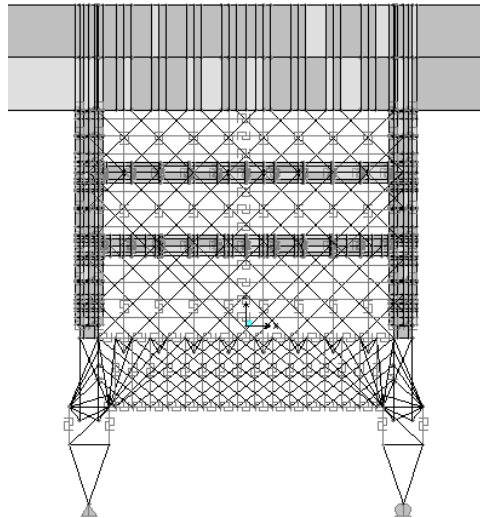
	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
解析 (A30S0)	(a)	0.046	0.113	0.159	82.3	0.90	3.13
	(b)	0.188	0.406	0.594	92.9	0.93	1.30
	(c)	0.459	0.959	1.418	104.9	0.96	1.26
解析 (A37S0)	(a)	0.044	0.099	0.143	81.7	0.90	2.75
	(b)	0.186	0.389	0.576	93.6	0.93	1.24
	(c)	0.460	0.913	1.373	105.1	0.96	1.20
解析 (A45S0)	(a)	0.045	0.094	0.139	81.3	0.89	2.61
	(b)	0.189	0.373	0.562	92.6	0.92	1.19
	(c)	0.459	0.676	1.135	100.3	0.91	0.89

表 5-9 MNWL の基礎梁主筋ひずみ分布の比較検討点

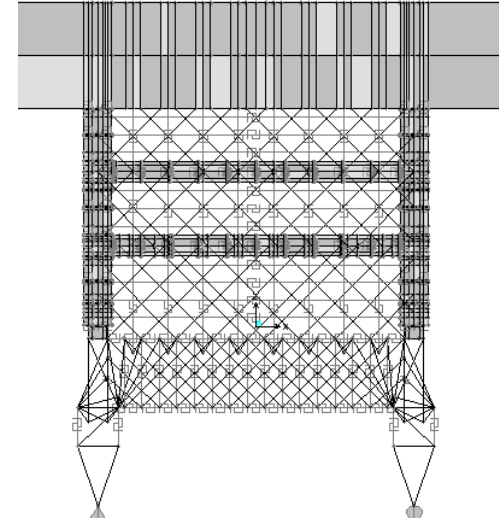
	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
解析 (A30S0)	(a)	0.045	0.148	0.193	300.5	0.94	1.10
	(b)	0.136	0.354	0.489	325.9	0.95	0.89
	(c)	0.204	0.497	0.701	334.2	0.95	0.79
解析 (A37S0)	(a)	0.045	0.137	0.182	303.0	0.95	1.02
	(b)	0.137	0.356	0.494	332.7	0.97	0.90
	(c)	0.203	0.503	0.706	334.6	0.95	0.80
解析 (A30S0)	(a)	0.044	0.136	0.180	306.0	0.96	1.01
	(b)	0.135	0.342	0.477	326.8	0.96	0.86
	(c)	0.204	0.494	0.698	334.7	0.95	0.78



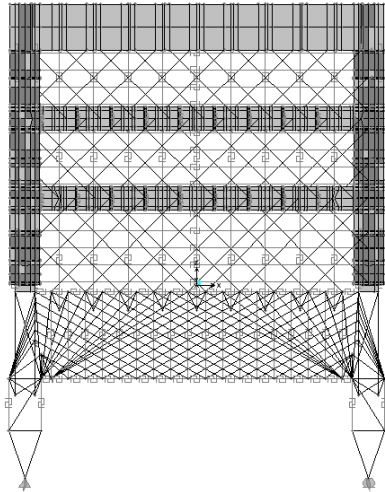
(a) A30 モデル



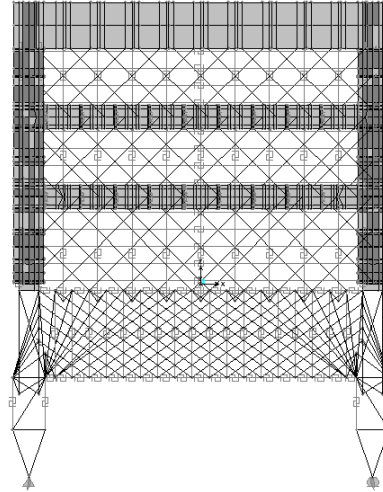
(b) A37 モデル
(I) MNW 試験体



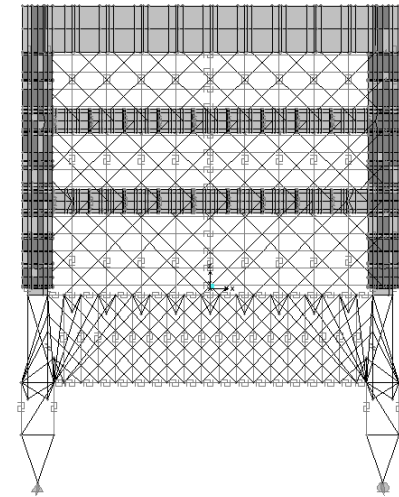
(c) A45 モデル



(a) A30 モデル

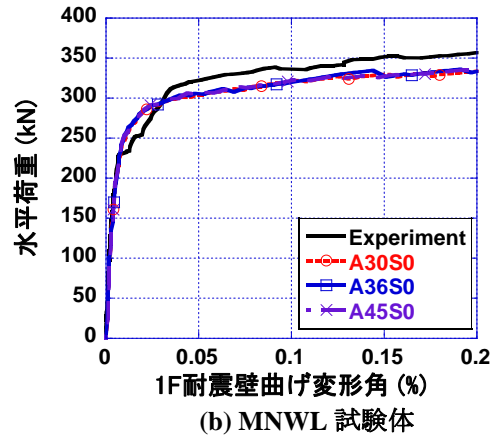
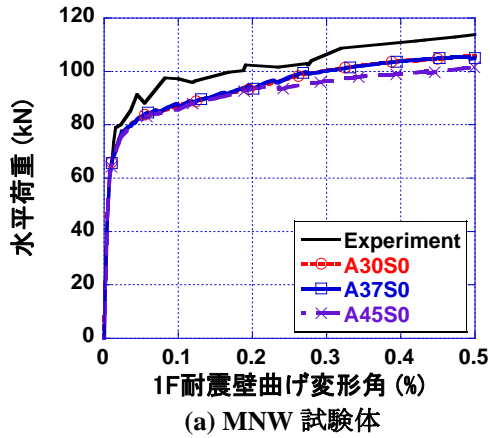


(b) A37 モデル
(II) MNW 試験体

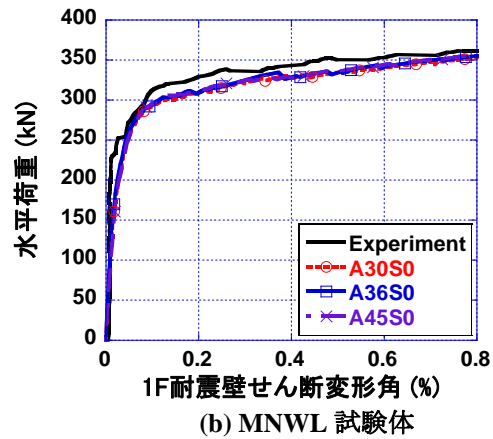
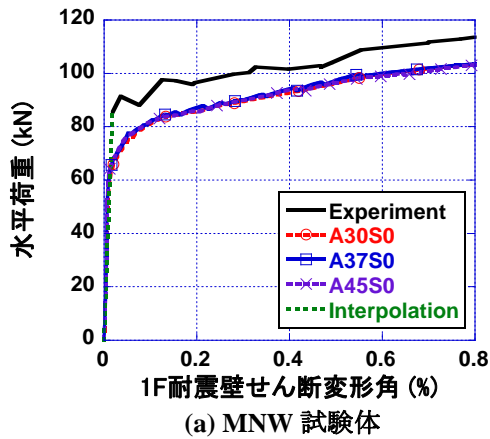


(c) A45 モデル

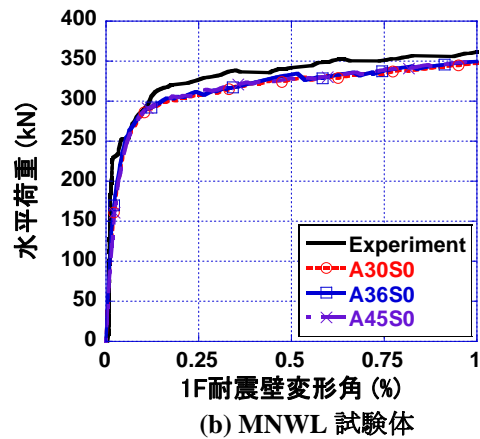
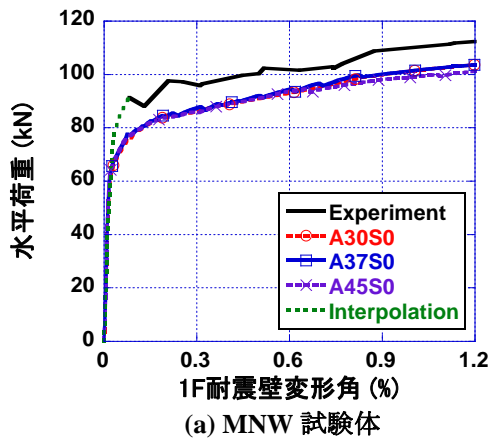
図 5-48 マクロモデル



(I) 曲げ



(II) せん断



(III) 全体

図 5-49 復元力特性

基礎梁主筋のひずみ分布を以下に示す。なお、ここでは、正方向載荷時の実験結果のみと比較する。図 5-52から図 5-55に示す基礎梁上下筋のひずみ分布の図番号(aからc)は、表 5-8及び表 5-9と対応しており、各ひずみ分布時の 1F耐震壁の各変形角と水平荷重との関係を示している。

実験結果と解析結果との比較は、1F 耐震壁の曲げ変形角が等しくなるようにして行った。これは、4章の実験考察でも述べたように、基礎梁上端筋のひずみ量と耐震壁の曲げ変形量には、関連性がある為と考えられる為である。ところで、曲げ変形がまったく起こらずに、せん断変形のみが起こる耐震壁を考える。例えば、この耐震壁に大きなせん断変形を与えたとしても、耐震壁せん断補強筋等、鉄

筋の降伏や、コンクリートストラットの剛性低下が起こらない限り、耐震壁内の水平抵抗機構は変化しない。ゆえに、本研究のように、耐震壁が十分なせん断余裕度を有するような試験体に関しては、耐震壁のせん断変形が、耐震壁の水平抵抗機構に与える影響は非常に小さく、その結果、基礎梁の応力状態とも関連しないものと考えられる。

基礎梁主筋のひずみ分布に話を戻す。まず、MNWL試験体の解析結果を見ると、基礎梁ストラットの傾斜角が小さくなるほど、引張杭側※における基礎梁上端筋の引張ひずみが増大し、最大ひずみが観測される点も、圧縮杭側から基礎梁中心位置の方へ推移している事が分かる。その結果、引張杭側における上端筋のひずみ分布に関しては、傾斜角が小さい程、解析精度が上がっている事が分かる。但し、圧縮杭側に関しては、傾斜角が小さいA30モデルでは、図 5-54(d)に示すように、塑性化が集中する位置が実験結果とずれている。一方、基礎梁下端筋に関しては、耐震壁の変形が小さい場合には、ストラットの傾斜角が大きい方が、実験結果との適合性が良いが、耐震壁の変形が大きくなると、傾斜角が小さい方が、実験結果と良く一致し、耐震壁引張杭近傍における引張ひずみの集中の予測も可能となる。耐震壁の変形が増大し、基礎梁の負荷が増大する事によって、ストラットの傾斜角が小さくなるという傾向は、5.2.6 で示したFEM解析で見受けられた傾向と同じである。

基礎梁下端筋に入力される引張力は、せん断補強筋の負担する引張力とコンクリートストラットから伝達される圧縮力によって決まる。ゆえに、せん断補強筋が降伏し、負担できる引張力が頭打ちになると、図 5-50に示すように、コンクリートストラットの傾斜角が小さい方が、基礎梁への入力引張力が大きくなる。

以上の検討結果から、MNWL 試験体に関しては、FEM 解析の主応力の方向から設定した A37 モデルが最適なモデルであると考えられる。

また、実験結果と比べると、MNWL試験体に関しては、引張杭近傍における上端筋の引張ひずみの方が小さくなっている。この原因としては、本解析では、一方向載荷を行っている事が原因であると考えられる。本モデルでは、基礎梁主筋の周辺のコンクリートの寄与を考慮しているので、図 5-42及び図 5-43に示すように、コンクリートにひび割れが発生するまでの間、鉄筋単独の場合と比べ、非常に大きな引張剛性を持つ事になる。その結果、引張杭近傍において観測される上端筋のひずみの値は小さい。ゆえに、繰り返し載荷を行い、引張杭近傍において、一度、ひび割れを発生させておけば、一方向載荷時と同じ水平荷重を耐震壁に与えた場合でも、引張剛性の低下が起こり、より大きな引張ひずみが得られる。その結果、実験結果に近いひずみ分布が得られると考えられる。

次に、MNW 試験体の解析結果に注目する。ひずみ分布に見られる傾向は、MNWL 試験体と同じであるが、検証点(c)に関しては、用いるモデルによって、基礎梁上端筋の挙動が大きく異なる。傾斜角の大きい A45 モデルでは、基礎梁上端筋の伸びが 0.15%程度で頭打ちになるのに対し、A30 や A37 モデルでは、MNWL 試験体と同様に、基礎梁上端筋に塑性ひずみ（主筋降伏ひずみ：0.20%）が発生している事が分かる。その結果、A45 モデルは、基礎梁上端筋のひずみ分布を過小評価している事が分かる。ゆえに、MNW 試験体に関しては、A30 モデル、または A37 モデルを用いる事で実験結果の予測が可能となる。

<参考>圧縮杭側：基礎梁を材軸方向に二分割した際に、圧縮側の杭に近い方を圧縮杭側と呼ぶ。

小型試験体： $x=0 \sim 900\text{mm}$ （圧縮杭位置：900mm）

大型試験体： $x=0 \sim 1500\text{mm}$ （圧縮杭位置：1500mm）

※引張杭側：基礎梁を材軸方向に二分割した際に、引張側の杭に近い方を圧縮杭側と呼ぶ。

小型試験体： $x=-900 \sim 0\text{mm}$ （引張杭位置：-900mm）

大型試験体： $x=-1500 \sim 0\text{mm}$ （引張杭位置：-1500mm）

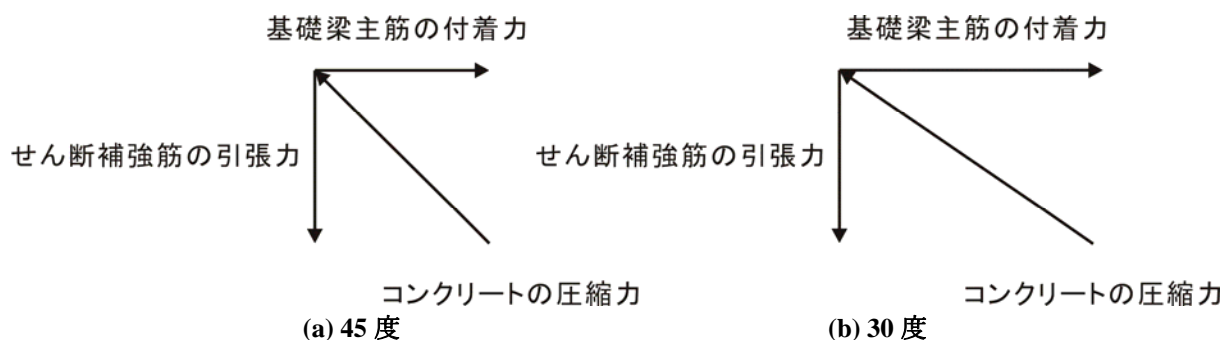


図 5-50 基礎梁主筋付着力と基礎梁コンクリートストラットの傾斜角の関係

最後に、4 章でも示した 1F耐震壁曲げ変形角と基礎梁上端ひずみの関係を図 5-51に示す。いずれの試験体に関しても、実験初期の基礎梁の伸び量が実験結果を大きく上回っている。これは、本節では、スラブの寄与を無視している事が原因であると考えられる。また、MNWL試験体ではどのモデルを用いても、分布形状は変わるものの、基礎梁上端筋の伸びの総量自体はほとんど変化していない事が確認できるが、MNW試験体では、用いるモデルによって伸び量がそれぞれ異なるものとなっている。ゆえに、MNW試験体に関しては、MNWL試験体と異なり、複数の水平抵抗機構が均衡した状態にあるものと類推され、モデルごとに微妙に異なる応力伝達経路の影響を受けて水平抵抗機構が変化しているものと考えられる。

MNW 試験体に関しては、A30 モデルまたは A37 モデルが実験結果と良く適合した。また、MNWL 試験体に関しては、A37 モデルが実験結果と良く対応する事から、これ以降の検討は両試験体とも A37 モデルを用いて行う事とする。本研究では、載荷実験において観測された試験体の水平抵抗機構を解明する事に主眼を置いている為、各モデルのストラット傾斜角の最適化に関しては、今後別の機会に検討する事とする。

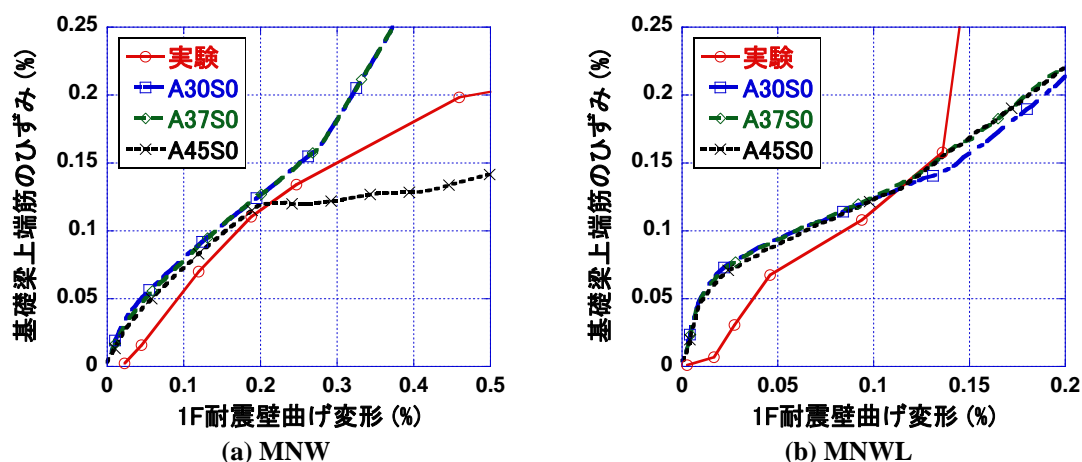
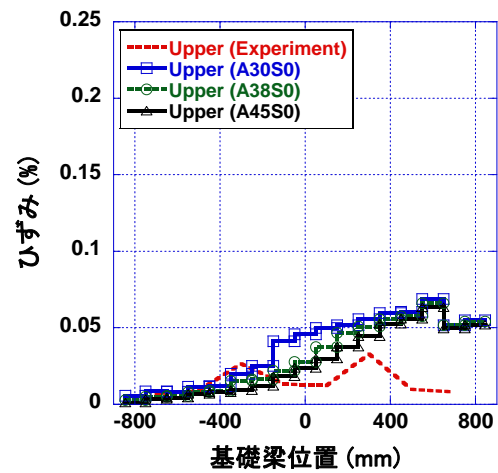
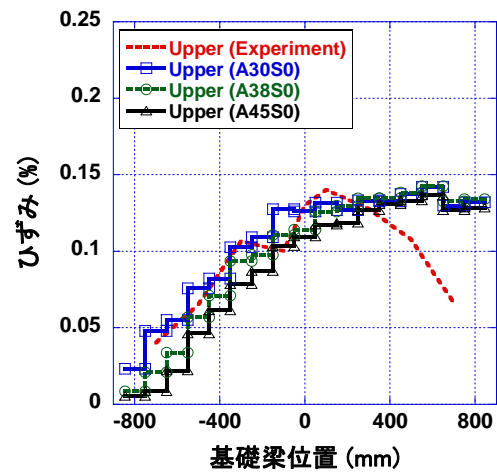


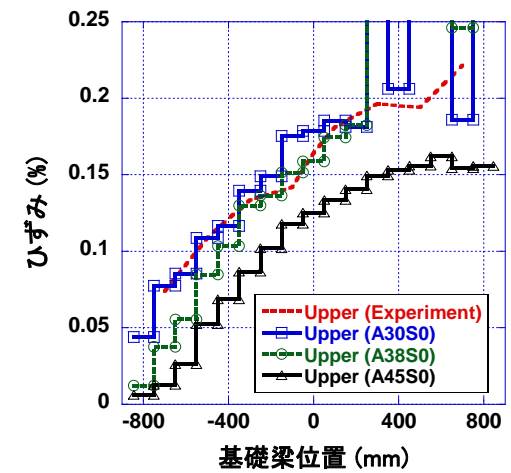
図 5-51 基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F 耐震壁曲げ変形角（1F 引張柱の伸び量）の関係



(a) 0.045%

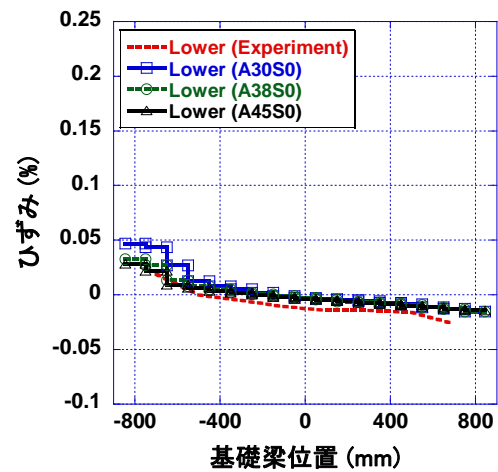


(b) 0.188%

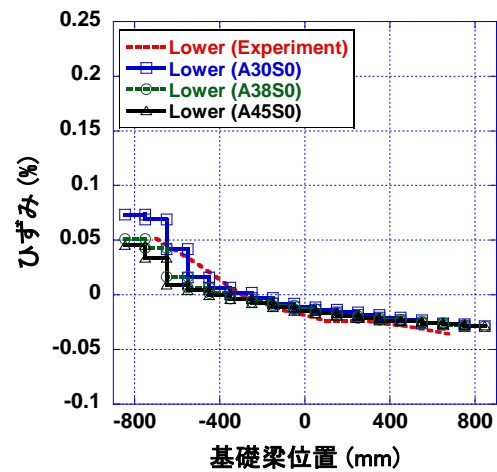


(c) 0.459%

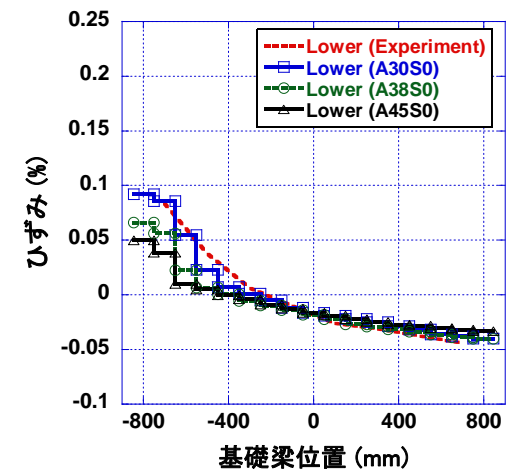
図 5-52 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNW)



(a) 0.045%

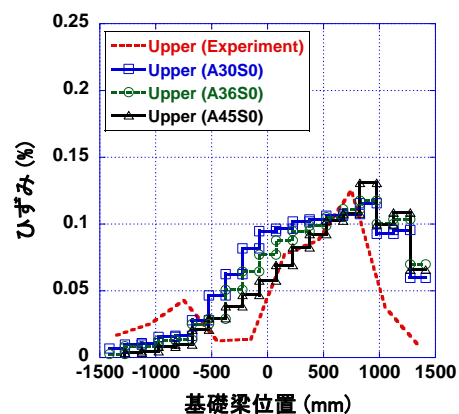


(b) 0.188%

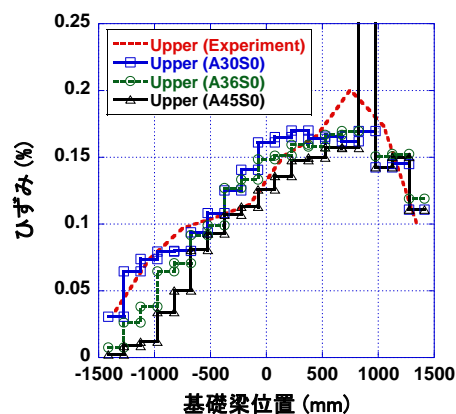


(c) 0.459%

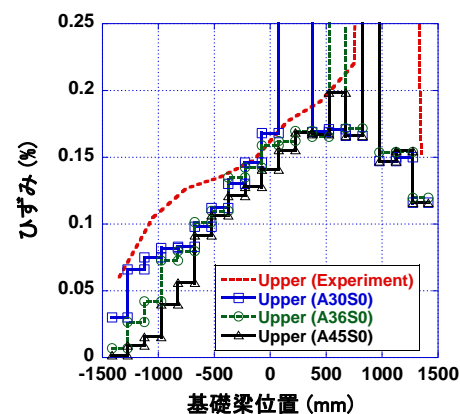
図 5-53 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNW)



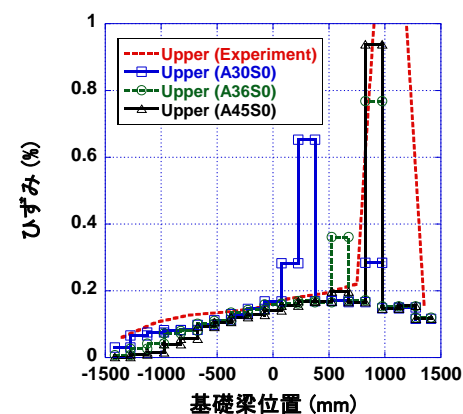
(a) 0.046%



(b) 0.136%

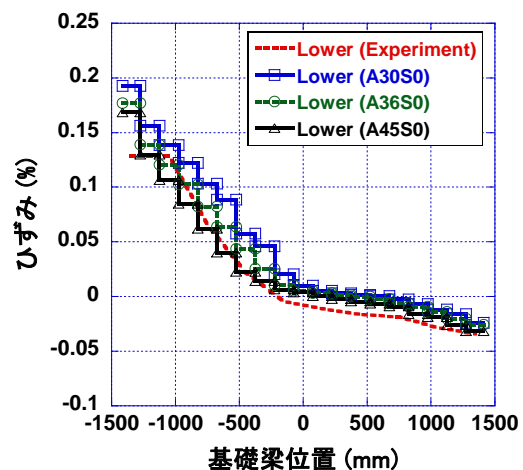


(c) 0.203% (ひずみ 0.25%まで)

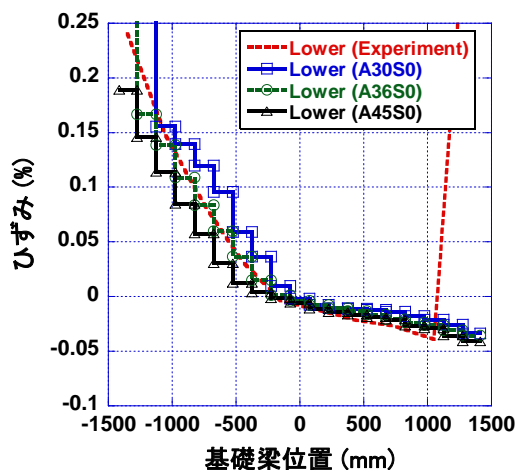


(d) 0.203% (ひずみ 1.0%まで)

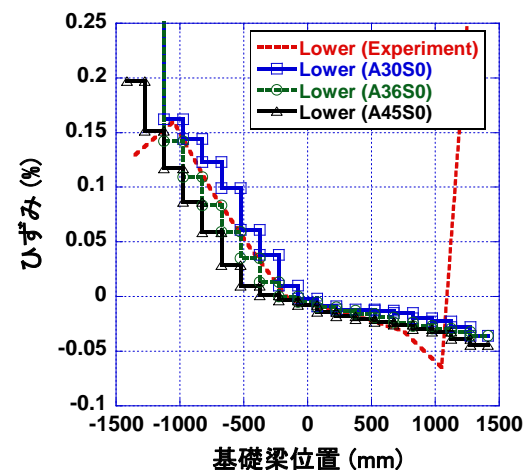
図 5-54 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNWL)



(a) 0.046%



(b) 0.136%



(c) 0.203%

図 5-55 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNWL)

5.7.2 床スラブの有効幅に関する考察

5.7.1 での検討結果より、本節では、A37 モデルを用いて、床スラブの有効幅に関する検討を行う。表 5-10 に各基礎梁上端モデルのひび割れ強度、降伏強度と、マクロモデルを用いた数値解析から得られた負担水平荷重の関係を示す。各モデルのひび割れ強度に関しては、スラブコンクリートを全て考慮する S3 モデルが最も高く、スラブコンクリートの寄与を無視する S0 モデルに関しては、S3 モデルのひび割れ強度の 20% から 30% 程度の強度しか有していない。また、基礎梁上端筋の降伏強度に関しては、スラブコンクリートによる影響は小さく、スラブ筋のみが降伏強度に寄与するので、スラブ筋の寄与を全て考慮する S3 モデルとスラブ筋を考慮しない S0 モデルの強度差は、ひび割れ強度差よりもずいぶん小さくなり、S0 は S3 の 80% 程度の強度となる。

一方、耐震壁曲げ降伏前の状態で負担する各解析モデルの水平荷重に関してみると、S0 モデルと S3 の負担水平荷重の差は両試験体とも 6% 程度となっている。また、耐震壁が曲げ降伏し、耐震壁にも比較的大きい変形（1F 耐震壁変形角にして 1.0% 程度）が与えられた場合の水平荷重差をみると、S0 モデルと S3 の負担水平荷重の差は 0 から 4% 程度まで軽減されている事が分かる。

表 5-10 各モデルで設定した基礎梁上端筋のひび割れ強度と降伏強度、耐震壁負担水平力の関係

(a) MNW 試験体

	MNW							
	ひび割れ 強度 (kN)	ひび割れ 強度比	降伏強度 (kN)	降伏強度 比	曲げ変形 0.045%時 水平荷重 (kN)	水平荷重 比	曲げ変形 0.459%時 水平荷重 (kN)	水平荷重 比
解析 (A37S0)	48.9	1.00	215.1	1.00	81.7	1.00	105.1	1.00
解析 (A37S1)	88.2	1.80	240.9	1.12	83.5	1.02	105.2	1.00
解析 (A37S2)	126.9	2.60	254.7	1.18	85.1	1.04	105.4	1.00
解析 (A37S3)	152.9	3.13	267.8	1.25	86.2	1.05	105.4	1.00

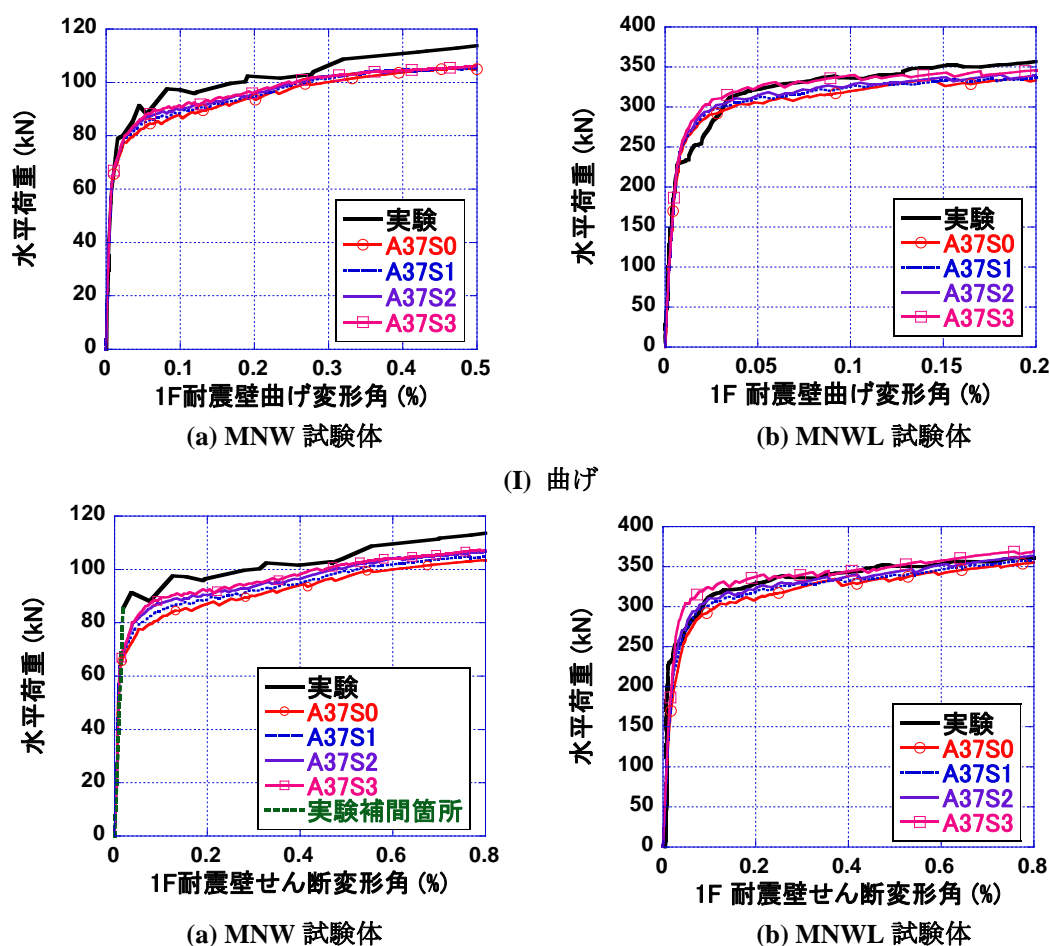
(b) MNWL 試験体

	MNWL							
	ひび割れ 強度 (kN)	ひび割れ 強度比	降伏強度 (kN)	降伏強度 比	曲げ変形 0.046%時 水平荷重 (kN)	水平荷重 比	曲げ変形 0.203%時 水平荷重 (kN)	水平荷重 比
解析 (A37S0)	70.3	1.00	287.8	1.00	303.0	1.00	334.6	1.00
解析 (A37S1)	174.1	2.48	308.1	1.07	307.7	1.02	337.8	1.01
解析 (A37S2)	222.5	3.17	332.2	1.15	310.8	1.03	339.6	1.01
解析 (A37S3)	352.1	5.01	380.5	1.32	324.7	1.07	346.5	1.04

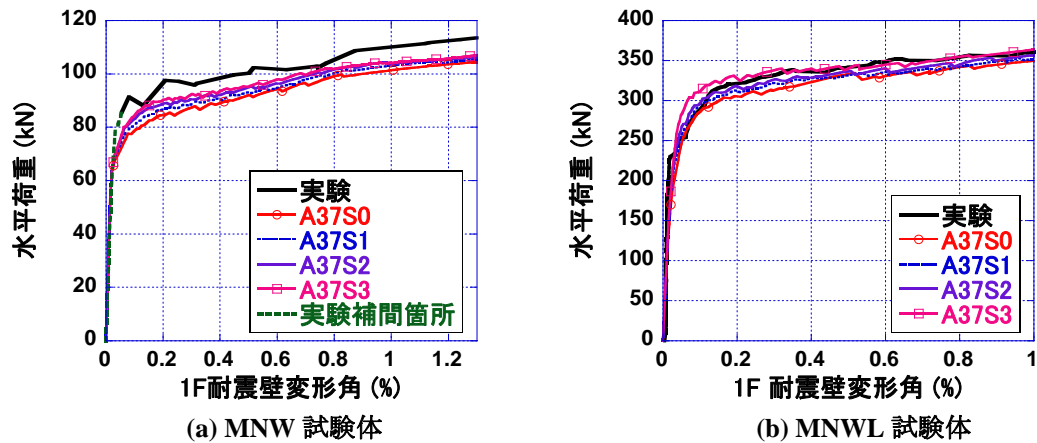
以上の結果を踏まえると、基礎梁上端域で負担される引張力に応じて耐震壁の負担水平荷重は推移し、耐震壁小変形時には、基礎梁上端域のコンクリートが負担する引張力によって、耐震壁の負担できる水平荷重の大きさが決まる為、スラブの有効幅が負担水平荷重に与える影響が大きくなっている。一方、耐震壁がある程度変形し、基礎梁上端が降伏する状態を考える。この場合には、基礎梁上端筋の降伏強度が耐震壁の負担水平荷重の大きさに影響する為、スラブの有効幅が負担水平荷重

に与える影響は小さくなっている事が分かる。また、S3 モデルを、S0 モデルの基礎梁上端筋量を増やしたモデルとして考えると、基礎梁上端筋を 30% 程度増やしたとしても、耐震壁の負担水平荷重は 2% しか上昇しない事になる。ゆえに、床スラブコンクリートを考慮すると、基礎梁上端域のコンクリートの有効面積が大きく増大する為、コンクリートの引張強度も面積に比例して増大し、耐震壁の初期の剛性や耐力に影響を与えるが、床スラブ筋に関しては、基礎梁主筋量に比べ、鉄筋量が少ない為、基礎梁上端に大きな伸びが見られる耐震壁の大変形時においても、その影響は顕著には見られない。ただし、基礎梁上端筋の量を、2 倍、3 倍と変化させれば、床スラブコンクリートと同様に、耐震壁の水平荷重にも顕著に影響が表れるものと考えられる。

耐震壁の復元力特性を図 5-56 に示す。表 5-10 に関して述べたように、スラブの有効幅を広く取るにつれ、耐震壁小変形時における負担水平荷重が増大するが、耐震壁の変形が大きくなると、スラブの影響が小さくなる事が分かる。実験結果と比較すると、両試験体とも、スラブの寄与をまったく考慮しない S0 モデルよりも、ある程度スラブ幅を考慮した S2 や S3 モデルの方が、実験の包絡線との適合性が良い事が分かる。



(I) 曲げ
(II) せん断
図 5-56 復元力特性



(III) 全体

図 5-56 復元力特性

次に、基礎梁主筋のひずみ分布に関する検討を行う。図 5-58から図 5-61に基礎梁主筋ひずみ分布を示す。また、図 5-57には、5.7.1 の検討と同様に、1F耐震壁曲げ変形と基礎梁上端ひずみの平均値（圧縮杭側から基礎梁スパン中心位置まで）の関係を示す。また、図 5-58から図 5-61の各図の表番号は、表 5-11及び表 5-12に示す検証点(a)から(c)と対応している。

まず、両試験体に共通する挙動に着目する。上端筋のひずみ分布を見ると、耐震壁の変形が小さい(a)の検証点に関しては、各モデルのひずみ分布が大きく異なっている。(a)の検証点における各モデルの基礎梁上端筋のひずみ分布の相違は、各モデルの基礎梁上端のひび割れ荷重（表 5-10参照）の違いによるものと考えられる。その結果、表 5-11及び表 5-12に示すようにスラブの有効幅が増大するにつれ、基礎梁上端筋の全スパンに渡る伸び量が減少し、4 章でも示したように各解析モデルには、せん断変形量が減少する傾向が見られる。

図 5-57に示す 1F耐震壁曲げ変形と基礎梁上端ひずみの平均値の関係や、図 5-58や図 5-60に示す基礎梁上端筋のひずみ分布を見ると、MNWL試験体の、圧縮杭側から基礎梁スパン中心位置までの基礎梁上端筋の伸び量と耐震壁曲げ変形角の関係は、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、モデルの相違に関わらず一致する事が分かる。つまり、MNWL試験体に関しては、耐震壁と基礎梁の幾何学的な関係によって、基礎梁上端筋の伸び量が決まっているものと考えてよい。また、耐震壁小変形時に関しては、S2 モデルやS3 モデルが載荷実験の結果と良く一致している事が分かる。一方、MNW試験体に関しては、用いるモデルによって、圧縮杭側から基礎梁スパン中心位置までの基礎梁上端筋の伸び量と耐震壁曲げ変形角の関係が大きく異なっている。つまり、基礎梁上端筋を多く配する事で、MNWL試験体とは異なり、基礎梁上端筋の伸び量が軽減されている事が分かる。載荷実験の結果と比較すると、実験結果が、S1 モデルとS2 モデルのちょうど中間に位置している事が分かる。したがって、いずれの試験体に関しても、載荷実験の結果が精度良く予測できる事から、本研究に関しては、S2 モデル（杭幅の 2 倍を有効スラブ幅とする）を試験体マクロモデルの有効幅として採用する事とする。

また、MNWL試験体のS3モデルに関しては、スラブコンクリートが負担する引張力の割合が大きく、ひび割れが発生すると、負担引張力が急激に低下する。（図 5-43(V) (a)参照）その結果、検証点(b)及び(c)におけるひずみ分布を見ると、ひび割れ発生位置に伸びが集中する挙動が確認できる。ゆえに、基礎梁上端における鉄筋の負担引張力が、コンクリートの負担引張力に比べて極端に少ない場合には、このようなひずみの集中が起こる事に注意する必要がある。

また、引張杭側のひずみ分布に関しては、S2 モデルのひずみ値は実験結果と比べて全体的に小さくなっており、必ずしも実験結果との適合性は良くない。これは、実験では、正負繰り返し載荷が行わ

れる事により、引張杭側の引張剛性が低下し、ひずみが大きくなりやすい状況にあるのに対し、数値解析の荷重方法は一方向荷重であり、引張杭側の上端域におけるコンクリートが健全な状況で荷重が始まる為、ひずみが小さく抑えられている事が原因である。ゆえに、次節において、負方向荷重後に、正方向荷重を行う繰り返し荷重を行い、S2 モデルのひずみ値が実験において得られたひずみ分布と一致するかどうかを検討する。

下端筋に関しては、スラブの有効幅の影響はほとんど見られず、いずれの解析モデルを用いても、実験結果を非常に精度良く予測している。

表 5-11 MNW の基礎梁主筋比較検討点

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
解析 (A37S0)	(a)	0.044	0.099	0.143	81.7	0.90	2.75
	(b)	0.186	0.389	0.576	93.6	0.93	1.24
	(c)	0.460	0.913	1.373	105.1	0.96	1.20
解析 (A37S1)	(a)	0.044	0.085	0.130	83.5	0.91	2.38
	(b)	0.188	0.369	0.556	94.6	0.94	1.18
	(c)	0.458	0.815	1.274	105.2	0.96	1.07
解析 (A37S2)	(a)	0.045	0.073	0.117	85.1	0.93	2.02
	(b)	0.187	0.347	0.533	94.9	0.95	1.11
	(c)	0.460	0.715	1.176	105.4	0.96	0.94
解析 (A37S3)	(a)	0.046	0.067	0.113	86.2	0.94	1.87
	(b)	0.189	0.336	0.525	96.3	0.96	1.07
	(c)	0.458	0.688	1.147	105.4	0.96	0.91

表 5-12 MNWL の基礎梁主筋比較検討点

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
解析 (A37S0)	(a)	0.045	0.137	0.182	303.0	0.95	1.02
	(b)	0.137	0.356	0.494	332.7	0.97	0.90
	(c)	0.203	0.503	0.706	334.6	0.95	0.80
解析 (A37S1)	(a)	0.046	0.127	0.173	307.7	0.96	0.95
	(b)	0.137	0.336	0.473	329.4	0.96	0.85
	(c)	0.204	0.481	0.685	337.8	0.96	0.76
解析 (A37S2)	(a)	0.046	0.122	0.169	310.8	0.97	0.91
	(b)	0.135	0.321	0.456	333.1	0.98	0.81
	(c)	0.202	0.461	0.663	339.6	0.96	0.73
解析 (A37S3)	(a)	0.044	0.097	0.142	324.7	1.02	0.72
	(b)	0.136	0.289	0.425	338.7	0.99	0.73
	(c)	0.202	0.423	0.625	346.5	0.98	0.67

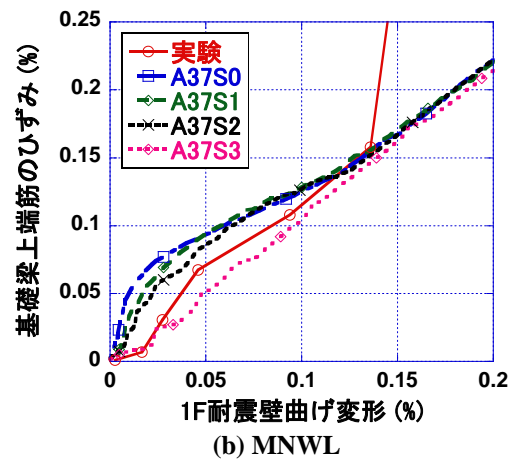
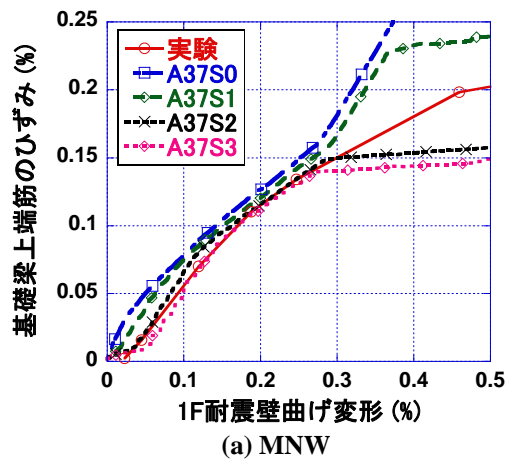


図 5-57 基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F 耐震壁曲げ変形角（1F 引張柱の伸び量）の関係

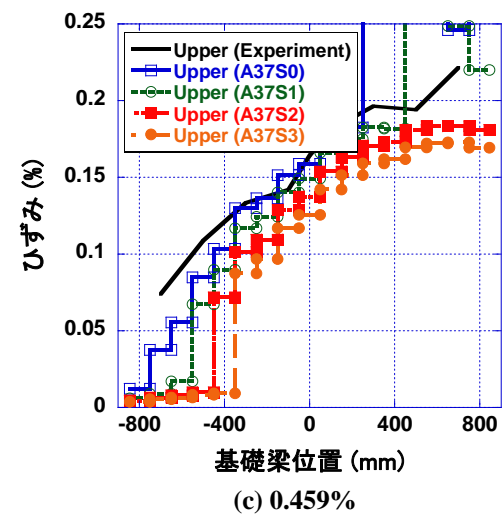
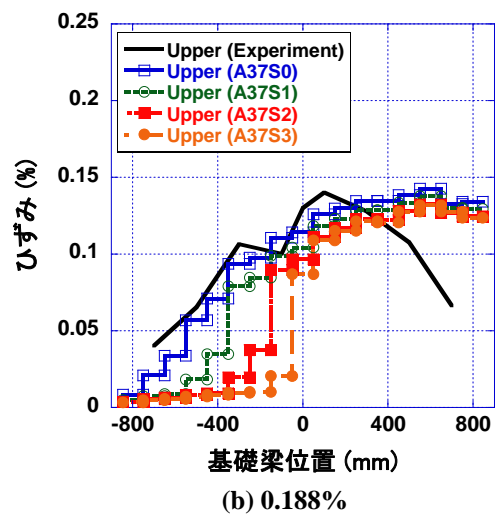
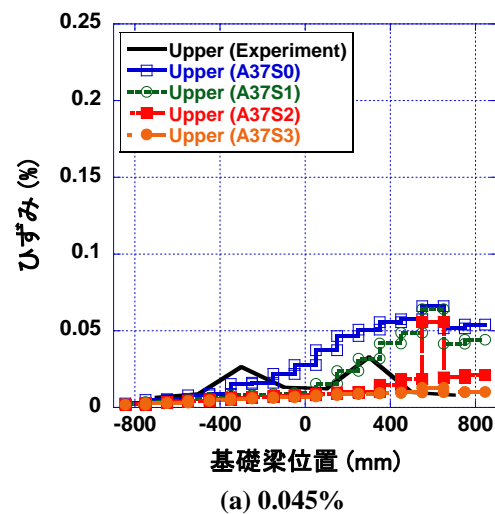


図 5-58 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNW)

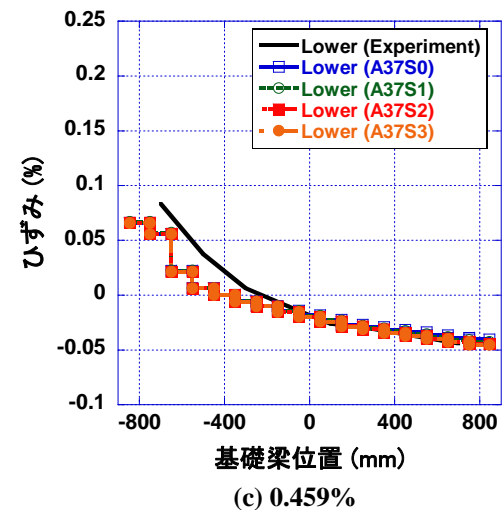
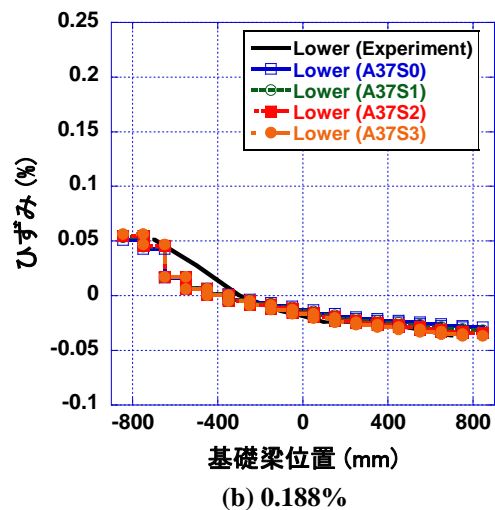
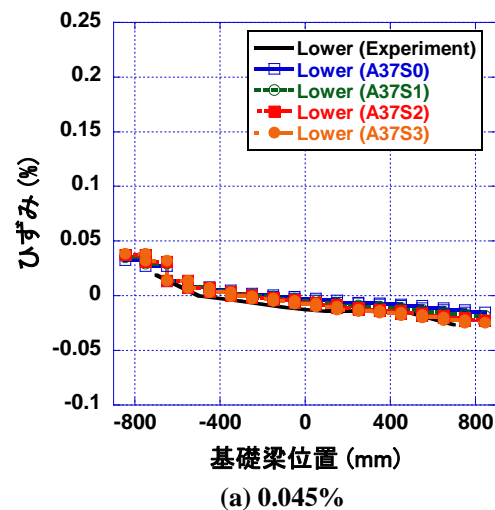
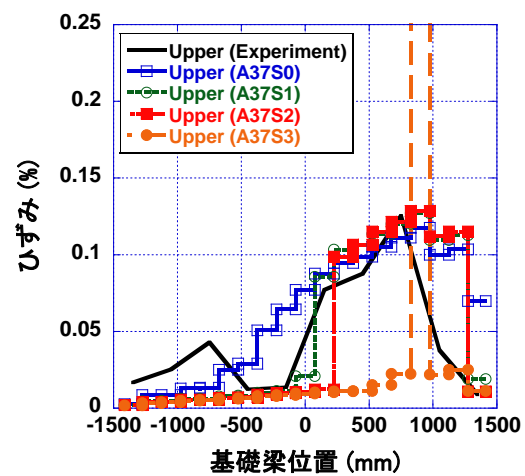
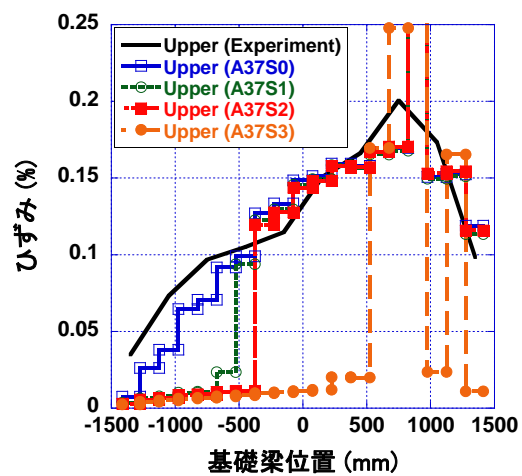


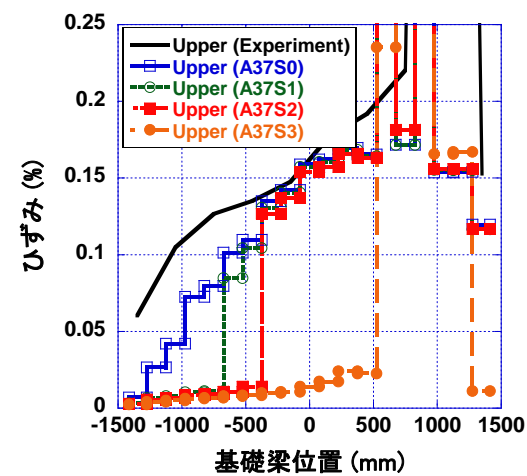
図 5-59 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNW)



(a) 0.046%

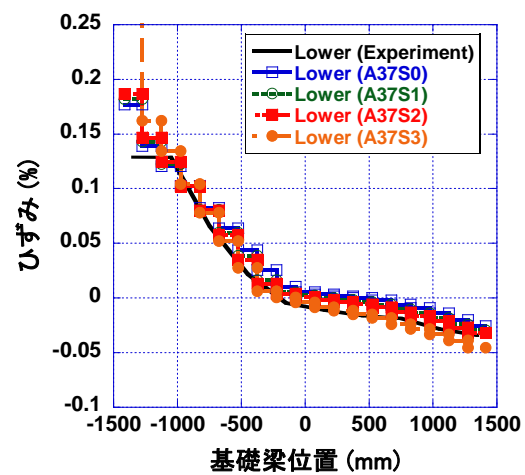


(b) 0.136%

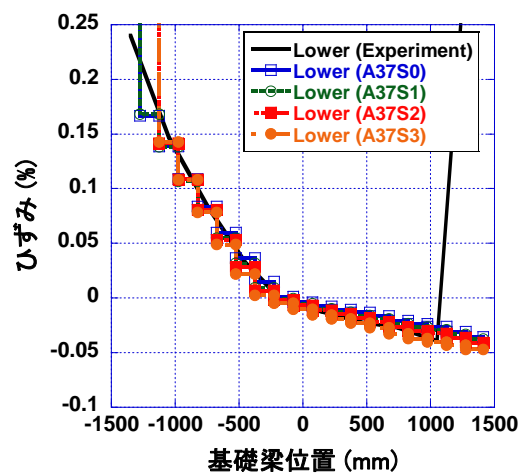


(c) 0.203%

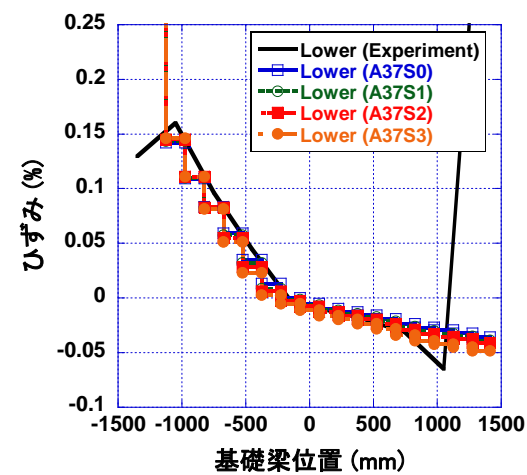
図 5-60 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNWL)



(a) 0.046%



(b) 0.136%



(c) 0.203%

図 5-61 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNWL)

5.7.3 繰り返し載荷に関する考察

5.7.2 では、本実験試験体の耐震壁の復元力特性及び基礎梁主筋のひずみ分布を再現する為のモデルとしてS2モデルが最適であるという結論を出した。ここでは、S2モデルの引張杭側における基礎梁上端筋のひずみ分布が、繰り返し載荷を行う事によって、実験結果に近づくかどうかを検討する。検討方法としては、目標とするサイクル点（A点）の一つ前のサイクル点（B点）に向けて、まず負方向に一方方向載荷を行い、B点到達後、除荷及び正方向への載荷を行い、A点を目指すものとする。但し、今回用いた解析プログラムSap2000では、前川らによる柱主筋の抜け出しの繰り返しモデルを導入するのが困難である為、主筋の抜け出しは無視して解析を行う。表 5-13に今回検討した各試験体の繰り返し載荷の経路を示す。

表 5-13 載荷方法

MNW	曲げ変形 (%)		
	Point A		Point B
載荷 (1)	-0.097	→	0.188
載荷 (2)	-0.247	→	0.459

MNWL	曲げ変形 (%)		
	Point A		Point B
載荷 (1)	-0.087	→	0.136
載荷 (2)	-0.172	→	0.203

耐震壁の復元力特性を図 5-62及び図 5-63に示す。負方向載荷後の除荷時の履歴に関しては、実験における包絡線の形状を、解析結果は概ね模擬できている事が分かる。但し、残留変形に関しては、せん断力を負担する耐震壁コンクリートストラットや柱のせん断バネが弾性である試験体モデルでは、予測する事は難しく、原点付近の履歴は再現する事が難しい。

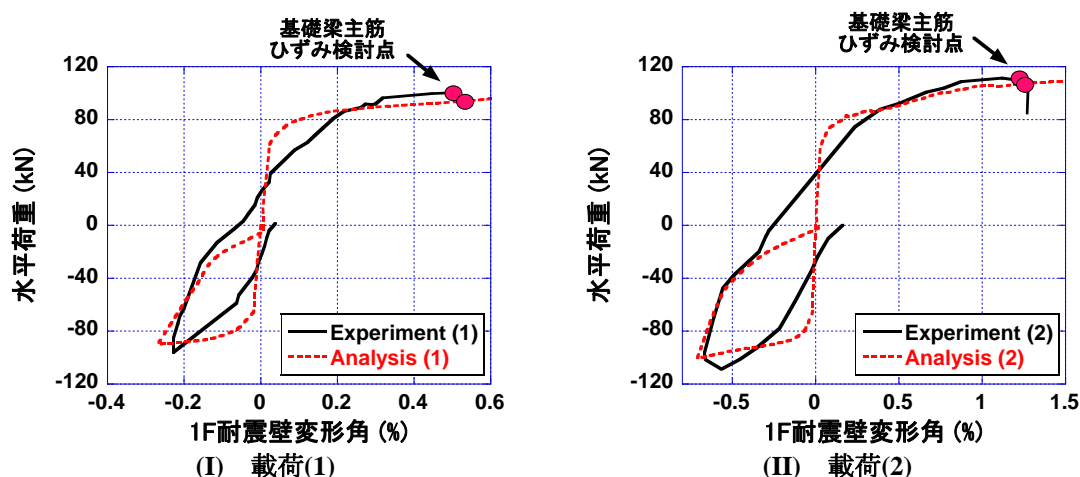


図 5-62 MNW 試験体の復元力特性

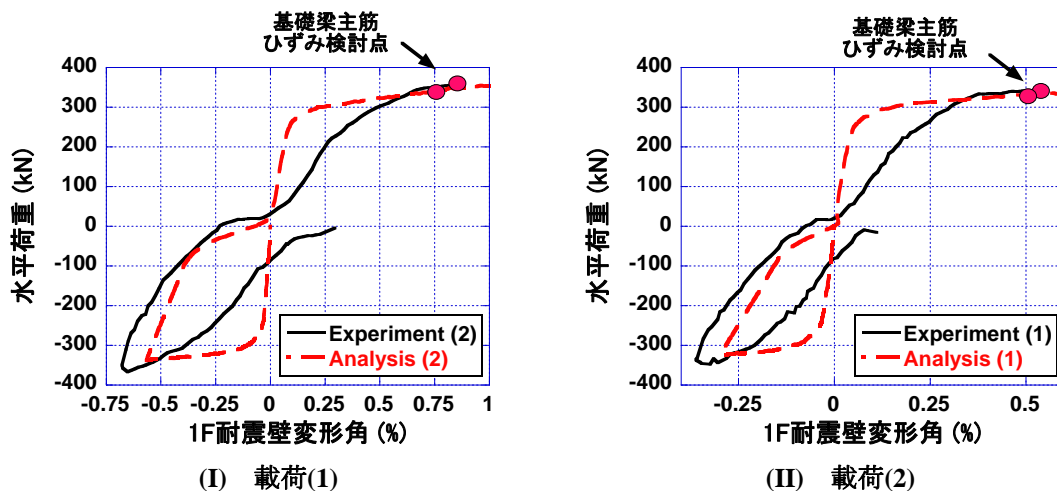


図 5-63 MNWL 試験体の復元力特性

基礎梁主筋ひずみ検討点における各変形成分を表 5-14及び表 5-15に示す。解析結果から、繰り返し解析を行った場合と一方向解析を行った場合では、同一曲げ回転角におけるせん断変形成分の割合が大きく異なっている事が分かる。特にこの傾向は、大型試験体で顕著であり、繰り返し载荷を行う事によって、より実験に近い曲げ変形及びせん断変形の関係が得られる事が分かる。これは、繰り返し载荷によって、一方向载荷時と比べ、基礎梁上端の伸び量が増大し、その結果、1F耐震壁のせん断変形量が増加している事が原因であると考えられる。

表 5-14 MNW の基礎梁主筋比較検討点

	図記号 または 载荷方向	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)
実験	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7
解析 (Pushover)	(b)	0.187	0.347	0.533	94.9
	(c)	0.460	0.715	1.176	105.4
解析 (繰り返し)	载荷(1)	0.188	0.379	0.567	94.9
	载荷(2)	0.460	0.770	1.230	106.9

変形及び荷重の実験値に対する比率 (%)

解析 (Pushover)	(b)	99	111	106	95
	(c)	100	94	97	96
解析 (繰り返し)	载荷(1)	100	121	113	95
	载荷(2)	100	101	101	97

表 5-15 MNWL の基礎梁主筋比較検討点

	図記号 または 载荷方向	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)
実験	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3
解析 (Pushover)	(b)	0.135	0.321	0.456	333.1
	(c)	0.202	0.461	0.663	339.6
解析 (繰り返し)	载荷(1)	0.136	0.359	0.495	329.4
	载荷(2)	0.204	0.541	0.745	340.2

変形及び荷重の実験値に対する比率 (%)

解析 (Pushover)	(b)	99	81	86	98
	(c)	99	73	79	96
解析 (繰り返し)	载荷(1)	100	90	93	96
	载荷(2)	100	86	89	96

次に、基礎梁主筋のひずみ分布に関する検討を行う。解析結果及び実験結果を比較すると、繰り返し載荷を行う事により、引張杭側の上端筋のひずみ分布の解析精度が大きく改善されている事が分かる。但し、解析では局所的に塑性化が進展する部分があり、このような箇所に関しては、実験におけるひずみ分布を正確に予測する事は出来なかった。なお、下端筋に関しては、繰り返し載荷による影響はほとんど見られず、一方向載荷でも十分な精度で実験結果を予測できる事が確認できる。したがって、S2 モデルに関しても、繰り返し載荷によるひび割れの発生を考慮する事で、本実験試験体における基礎梁主筋のひずみ分布を精度良く予測できる事が分かった。次節では、このS2モデルを用いて、試験体の相互抵抗機構の解明に向けた検討を行う。

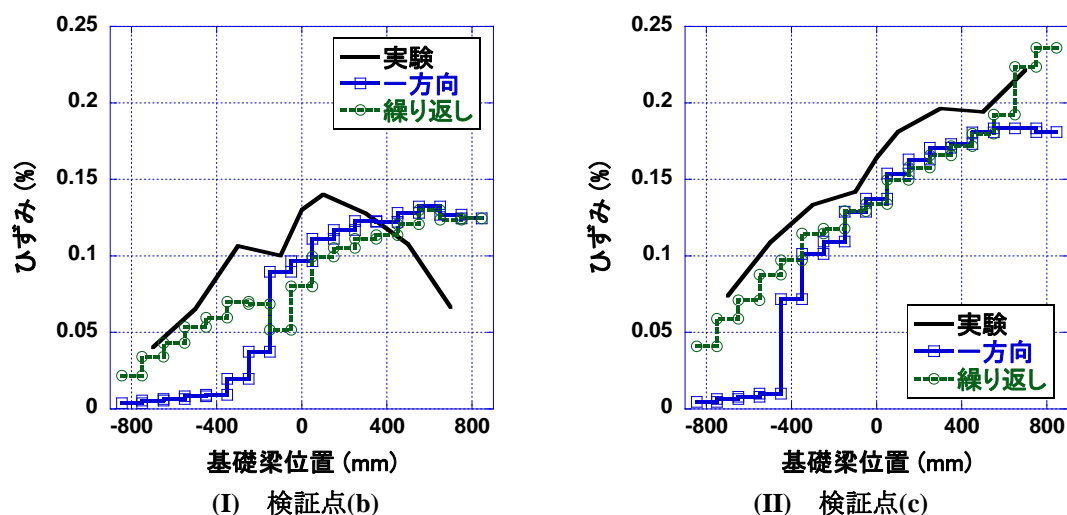


図 5-64 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNW)

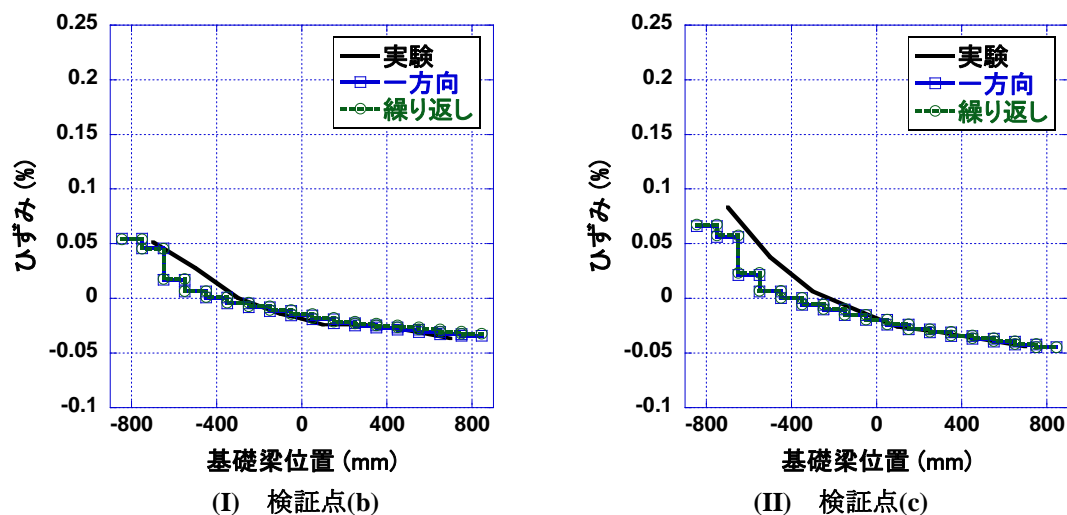
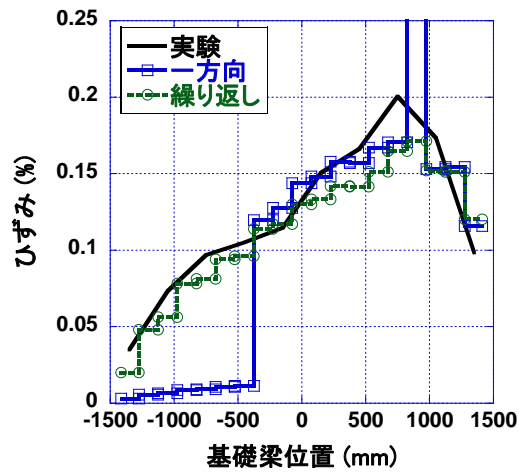
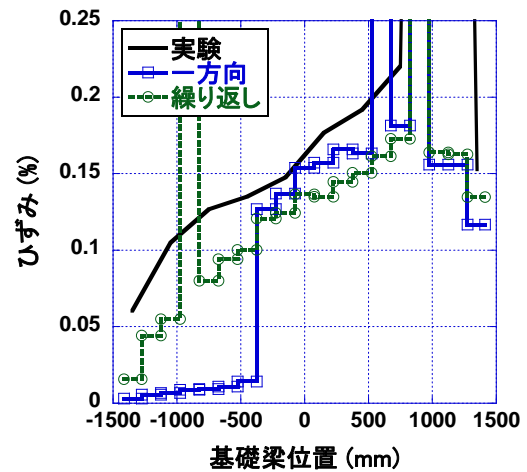


図 5-65 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNW)

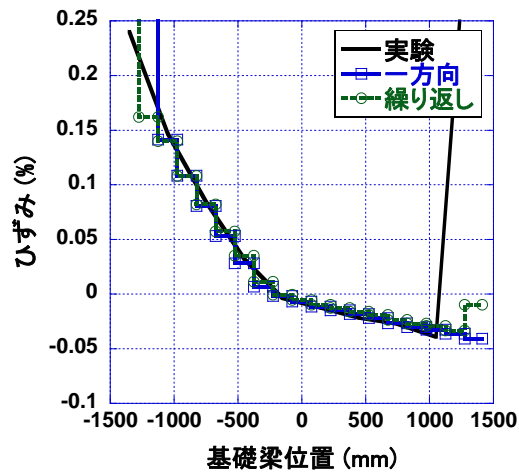


(I) 検証点(b)

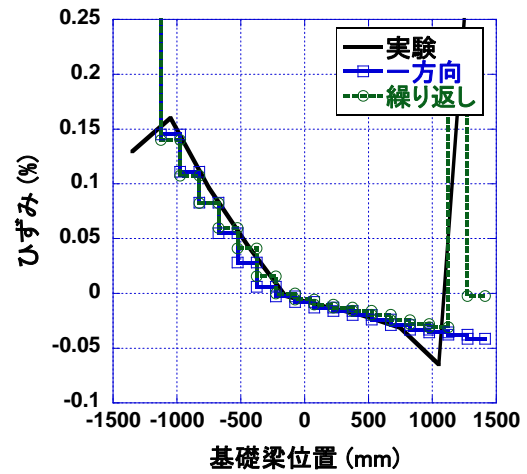


(II) 検証点(c)

図 5-66 基礎梁上端筋のひずみ分布 (MNWL)



(I) 検証点(b)



(II) 検証点(c)

図 5-67 基礎梁下端筋のひずみ分布 (MNWL)

5.8. マクロモデルによる解析結果 2（詳細な検討）

本節では、5.7 で最終的に採用した A37S2 モデルの挙動を詳細に実験結果と比較検討し、モデルの再現性を確認する。また、その結果を基に本試験体の水平抵抗機構を解明する。なお、ここでは、一方荷重の解析結果を使用する。以下に本節で実験結果との比較に用いる荷重点をまとめて示す。各比較点は、曲げ変形角が一致するようにして定めている。なお、基礎梁主筋のひずみ分布と 1F 耐震壁曲げ変形と基礎梁上端筋の平均ひずみの関係は、5.7.2 で示しており、ここでは説明しない。また、部分的に 5.2 で紹介した FEM による予備解析の結果も合わせて示す。

表 5-16 MNW の比較検討点

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.045	0.036	0.081	91.3		
	(b)	0.188	0.313	0.501	100.3		
	(c)	0.459	0.759	1.218	109.7		
解析 (FEM)	(a)	0.047	0.082	0.129	96.0	1.05	2.27
	(b)	0.184	0.296	0.480	109.0	1.09	0.94
	(c)	0.465	0.767	1.232	120.0	1.09	1.01
解析 (壁のみ)	(a)	0.044	0.050	0.094	94.6	1.04	1.38
	(b)	0.188	0.151	0.339	104.3	1.04	0.48
	(c)	0.459	0.420	0.879	113.0	1.03	0.55
解析 (A37S2)	(a)	0.045	0.073	0.117	85.1	0.93	2.02
	(b)	0.187	0.347	0.533	94.9	0.95	1.11
	(c)	0.460	0.715	1.176	105.4	0.96	0.94

表 5-17 MNWL の比較検討点

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
解析 (FEM)	(a)	0.044	0.110	0.153	362.0	1.13	0.82
	(b)	0.135	0.268	0.403	376.0	1.10	0.68
	(c)	0.199	0.381	0.580	384.0	1.09	0.60
解析 (壁のみ)	(a)	0.044	0.061	0.105	367.5	1.15	0.45
	(b)	0.130	0.131	0.261	408.0	1.20	0.33
	(c)	0.204	0.203	0.407	389.9	1.10	0.32
解析 (A37S2)	(a)	0.046	0.122	0.169	310.8	0.97	0.91
	(b)	0.135	0.321	0.456	333.1	0.98	0.81
	(c)	0.202	0.461	0.663	339.6	0.96	0.73

5.8.1 各部材の損傷状況と 1F耐震壁の復元力特性

耐震壁、基礎梁及び杭の曲げひび割れ、曲げ降伏点が、本解析モデルにおいて、精度良く予測できているかどうかを確認する。なお、解析モデルにおいて、各部材の曲げひび割れ点及び曲げ降伏点の判定は、実験における判定基準と等しくなるように、以下の表に示すように定めた。

表 5-18 数値解析におけるひび割れ及び降伏の判定

部材	判定	方法
耐震壁	曲げひび割れ	いずれかの軸バネがひび割れひずみ(解析モデル)に至る
	降伏	1F柱の平均引張ひずみが主筋の降伏ひずみ(材料試験の値)に至る
壁筋	降伏	壁筋の降伏ひずみ(材料試験の値)に至る
基礎梁	曲げひび割れ	いずれかの軸バネがひび割れひずみ(解析モデル)に至る
	降伏	いずれかの軸バネが基礎梁主筋の降伏ひずみ(材料試験の値)に至る
杭	曲げひび割れ	軸バネがひび割れひずみ(解析モデル)に至る

まず、MNW 試験体に関して、実験結果との比較を行う。引張柱の曲げひび割れ点に関しては、解析から得られた変形及び荷重は、実験値よりも小さい値となった。一方、曲げ降伏点に関しては、岡村・前川らの FEM 解析で用いられた高精度な材料構成則モデルを柱の軸バネ要素に用いた事により、非常に実験結果に近い解析結果が得られている。実験の曲げひび割れ点における変形が、曲げ降伏点の変形に近い値となっている事から、実験では、実際には、曲げひび割れが発生していたが、その発見が遅れたものと考えられる。

壁縦補強筋に関しては、比較的精度良く実験結果を模擬できているが、壁横補強筋に関しては、降伏点を予測する事はできなかった。これは、本解析モデルでは、壁横補強筋を非常長い 1 つの部材で再現した為、ひずみが平均化された事が原因である。

基礎梁上端に関しては、数値解析におけるひび割れ時の 1F 耐震壁の変形は、実験値よりも小さな値となった。但し、降伏点に関しては非常に精度良く実験結果を再現できている。また、基礎梁下端部に関しては、解析のひび割れ時の変形と実験のひび割れ時の変形の間に大きな相違が見られた。これは、引張柱同様、実験では、実際には曲げひび割れが発生していたが、それを確認できていなかった可能性が高い。杭に関しては、解析結果は実験結果を概ね予測できていると言える。

表 5-19 MNW 試験体の実験との損傷の比較

曲げひび割れ		実験		解析	
		耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)	耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)
柱		0.040	80.1	0.018	60.6
基礎梁	上端	0.102	87.5	0.072	80.4
	下端	0.081	91.3	0.026	66.8
杭	圧縮杭	※1		※1	
	引張杭	0.053	85.3	0.125	85.5

降伏		実験		解析	
		耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)	耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)
柱		0.054	85.3	0.083	81.6
壁縦補強筋		0.119	85.0	0.125	85.5
壁横補強筋		0.310	95.8	※2	
基礎梁	上端	0.874	108.7	1.278	106.2
	下端	※2		※2	
杭	圧縮杭	※2		※2	
	引張杭	※2		※2	

※1 圧縮杭には曲げひび割れは発生していない。

※2 杭主筋、壁横補強筋(解析)及び基礎梁下端筋には曲げ降伏は観測されてい

次に MNWL 試験体に関して、実験結果との比較を行う。引張柱の曲げひび割れ点に関しては、実験よりもやや大きな変形及び強度となっている。この原因に関しては、初期ひび割れの影響やコンクリ

ート引張強度のばらつき等が考えられる。曲げ降伏点については、概ね実験値に近い値が得られている。壁横補強筋に関しては、MNW 試験体同様に、実験結果を予測する事が困難であったが、MNWL 試験体の場合は、壁縦補強筋に関しても、実験結果を危険側に予測する事となった。

基礎梁上端部分に関しては、曲げひび割れ点に関しては、若干精度が悪いが、曲げ降伏点については非常に精度良く実験結果が予測できている。これは、5.7 で示した基礎梁主筋のひずみ分布の結果とも一致する。但し、実験結果でも述べたように、最初に載荷実験で測定された曲げひび割れは、非常に微細であり、その後、進展する様子も見られていない。ゆえに、載荷実験において実質的に挙動に影響を与えるようなひび割れが発生したのは、もう少し後に発生したひび割れであると考え、解析モデルは概ね良好に実験結果を模擬できているといえる。

基礎梁下端部分に関しては、曲げひび割れ点に関しては、十分な精度で実験結果を模擬しているが、上端とは異なり、曲げ降伏点の解析精度が悪い。但し、5.7 の検討でも示したように、基礎梁下端筋のひずみ分布は実験結果と良く一致していることから、解析モデルの計算精度に問題はなく、実験においてひずみゲージを添付していた箇所以外の部分に変形が集中し、ひずみゲージがその局所的なひずみ値の増大を観測できなかった事が原因であると考えられる。これと同じような現象は、PCWL 試験体の柱主筋のひずみゲージの測定値にも見られ、4 章でも説明したように、ひずみゲージで測定した局所的な引張ひずみよりも、変位計による 1F 柱の平均引張ひずみの方が大きくなり、最終的に耐震壁の曲げ降伏点は、この変位計の測定値を用いて算定する事となった。

杭に関しては、実験では複数の曲げひび割れが杭頭付近に発生したが、モーメント分布との関連性が見られなかったことから、ここでは曲げひび割れ点の検討を行わない。また、実験及び解析、当初の設計度通り、杭主筋には曲げ降伏は生じなかった。以上の検討により、各部材の曲げひび割れ及び曲げ降伏点に関しては、耐震壁補強筋を除けば、解析手法を用いる事によって、概ね予測できる事が確認できた。

表 5-20 MNWL 試験体の実験との損傷の比較

曲げひび割れ		実験		解析	
		耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)	耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)
柱		0.011	160.5	0.033	231.6
基礎梁	上端	0.011	147.0	0.030	220.1
	下端	0.011	147.0	0.013	126.7
杭	圧縮杭	※1		※2	
	引張杭			0.035	237.1

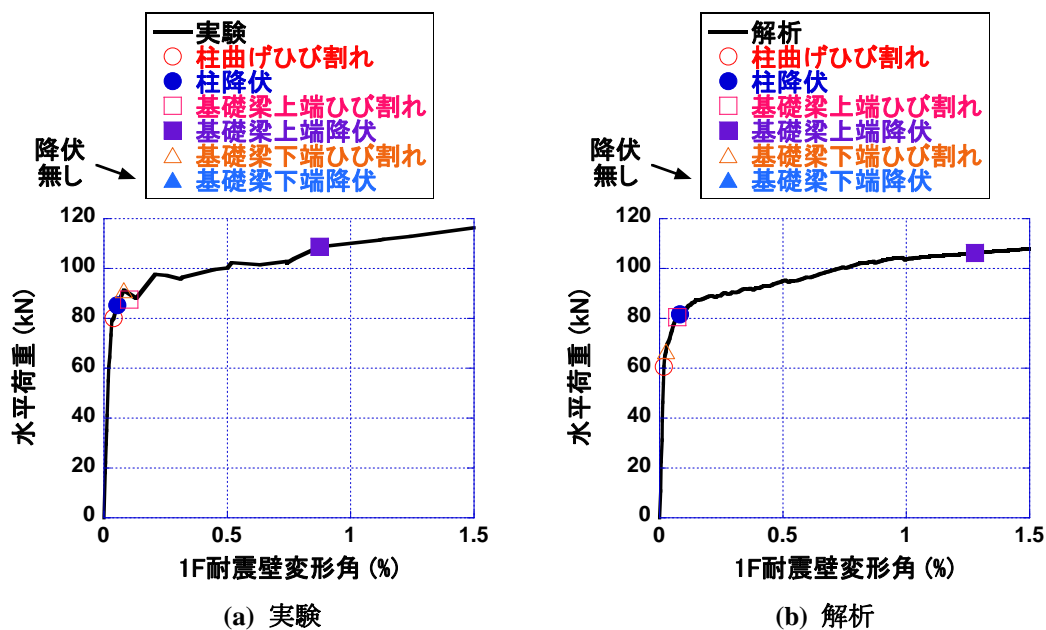
降伏		実験		解析	
		耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)	耐震壁 1F変形角 (%)	水平荷重 (kN)
柱		0.108	278.3	0.120	303.9
壁縦補強筋		0.041	250.6	0.169	310.8
壁横補強筋		0.123	304.6	0.985	356.2
基礎梁	上端	0.476	339.0	0.435	331.3
	下端	0.476	339.0	0.129	307.3
杭	圧縮杭	※3		※3	
	引張杭				

※1 杭に発生した曲げひび割れには、モーメント分布との対応が見られ無い為、ここでは比較しない。

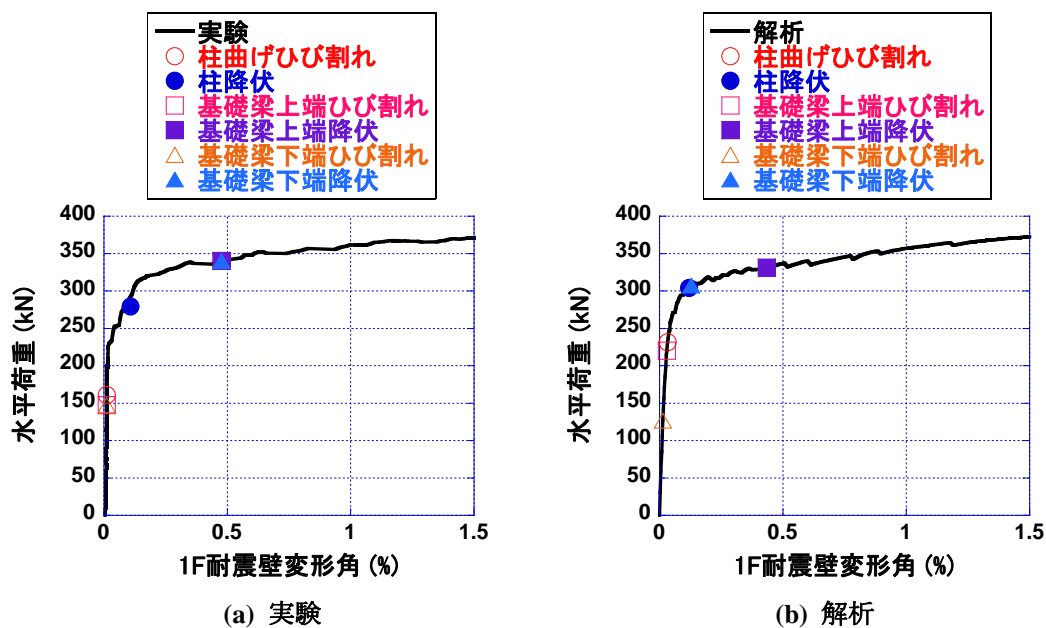
※2 圧縮杭には曲げひび割れは発生していない。

※3 杭主筋には曲げ降伏は観測されていない。

図 5-68に包絡線と耐震壁及び基礎梁の損傷状況を示す。いずれの試験体もひび割れ点に関しては、若干誤差が大きいものの、耐震壁の曲げ降伏点に関しては、十分な精度で予測できている。また、壁脚降伏後に関しては、水平荷重は緩やかに上昇を続けるが、基礎梁上端筋後は、耐震壁の水平剛性がやや低下する傾向が、実験及び解析結果から伺える。



(I) MNW 試験体



(II) MNWL 試験体

図 5-68 包絡線と主な損傷

図 5-69に 1F耐震壁変形角 1.0%時における各試験体の変形状況を示す。また、同一 1F層間変形角時における壁脚固定モデルの変形状況も合わせて示す。全ての解析モデルにおいて、耐震壁は曲げ降伏し、変形は 1F耐震壁に集中している。試験体モデルに関しては、圧縮杭と圧縮柱がほぼ一直線上に位置しており、基礎梁下端部を中心として耐震壁が回転変形するような挙動が確認できる。また、基礎梁下端筋に曲げ降伏が見られたMNWL試験体では、MNW試験体と比べ、引張杭の傾きが大きくなっている。載荷実験では、パイルキャップを模擬した杭上端部を含む引張杭の回転変形が確認されたが、マクロモデルでは、直交梁を剛としたモデル化を行っている為、杭上端部だけでなく、直交梁を含む形で回転変形が起こり、載荷実験とは多少異なった変形メカニズムとなっている。しかしながら、基礎梁下端筋のひずみ分布に関しては、5.7 で示したように十分な精度で予測できている。壁脚固定モデルに関しては、圧縮柱脚部における曲げ変形が大きく、その結果、より多くのせん断力を柱脚において負担していると考えられる。

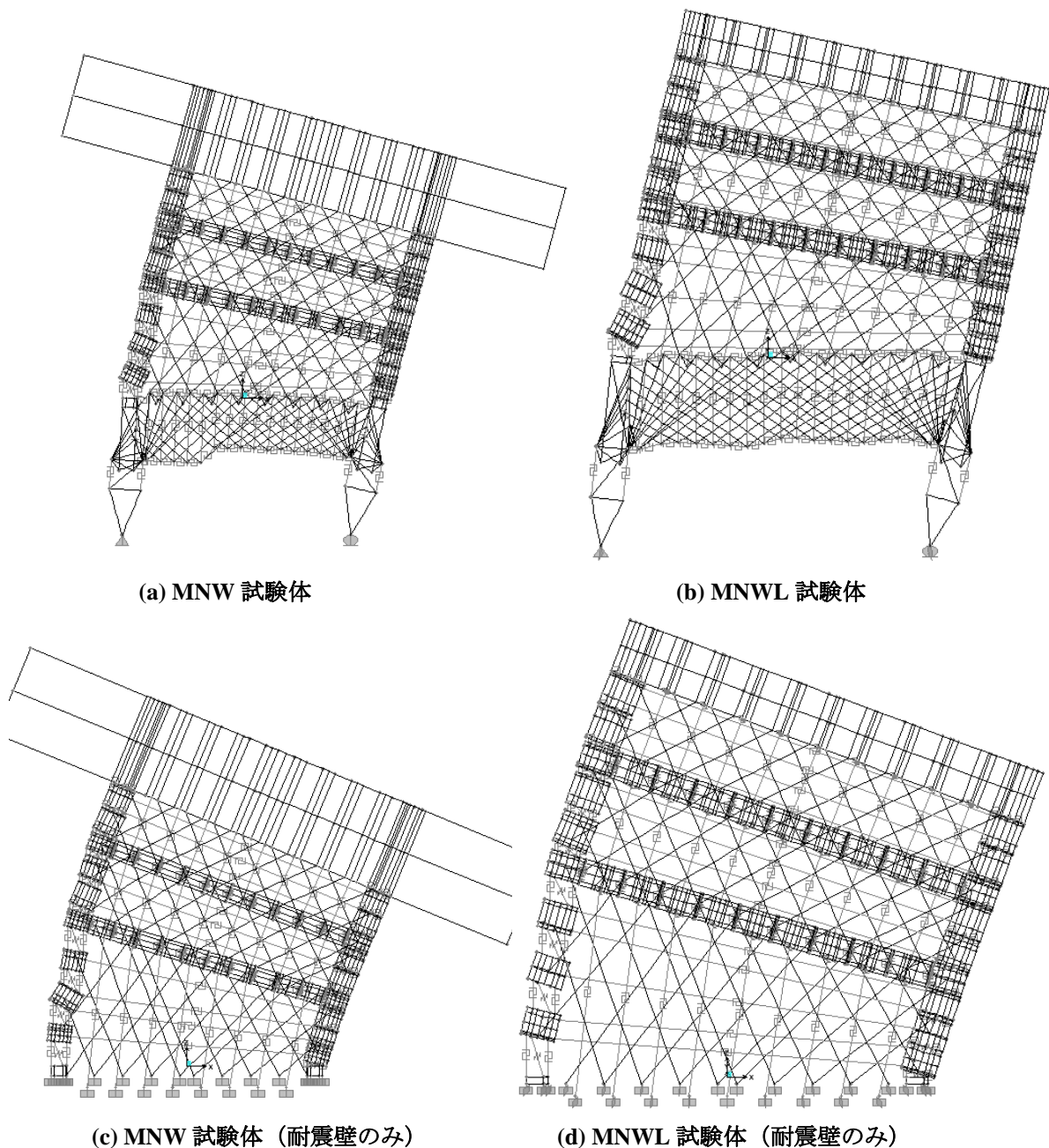


図 5-69 1F 耐震壁変形角 1.0%における変形状況 (×30)

5.8.2 2F耐震壁の復元力特性に関する考察

図 5-70に水平荷重－2F耐震壁変形角の関係を示す。4 章の実験考察において、小型試験体に関しては、耐震壁小変形時の復元力特性は整合性が取れておらず、初期剛性を線形補間して考察を行った事はすでに述べた。小型試験体に関しては、終始変形が小さい 2F層間変形角に関しても、同様の傾向が見られ、せん断及び全体に関しては、1F同様に部分的に線形補間を行っている。また、原点位置のずれの影響が非常に大きい為、せん断及び全体の初期値を 0.03%ずらして原点位置とした。

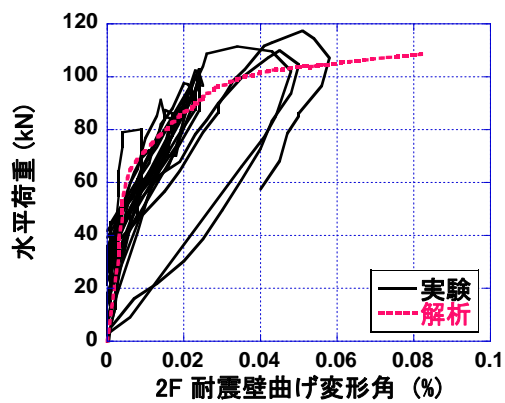
表 5-21及び表 5-22に各サイクル点における変形の割合を示す。各サイクル点は、表 5-16及び表 5-17のサイクル点と対応している。両試験体とも各サイクル点における曲げ変形角及びせん断変形角は概ね精度良く予測できている。また、復元力特性に関しても、特にMNWL試験体に関しては、実験結果を非常に精度良く模擬できている。但し、解析モデルのせん断変形成分に関しては、載荷直後の微小変形時において、水平力入力方向とは逆向きに変形が進むような挙動が見られ、実験の初期剛性とは比較できなかった。

表 5-21 MNW 試験体の比較検討点における 2F 変形角

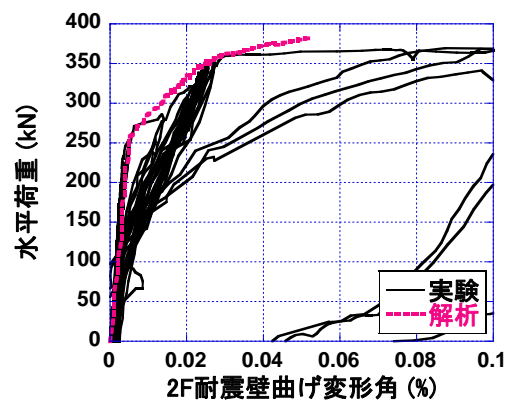
	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)
2F 実験	(a)	0.014	-0.025	-0.011
	(b)	0.024	0.006	0.030
	(c)	0.043	0.040	0.083
2F 実験 補正	(a)	0.014	0.005	0.019
	(b)	0.024	0.036	0.060
	(c)	0.043	0.070	0.113
2F 解析	(a)	0.019	0.035	0.054
	(b)	0.028	0.057	0.085
	(c)	0.062	0.101	0.162

表 5-22 MNWL 試験体の比較検討点における 2F 変形角

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)
2F 実験	(a)	0.021	0.057	0.078
	(b)	0.024	0.071	0.095
	(c)	0.027	0.082	0.109
2F 解析	(a)	0.016	0.043	0.058
	(b)	0.020	0.055	0.075
	(c)	0.022	0.061	0.083

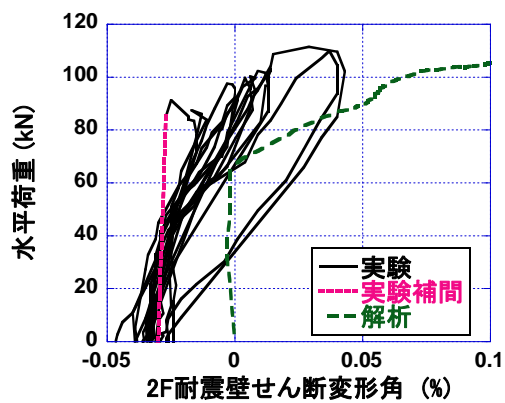


(a) MNW 試験体

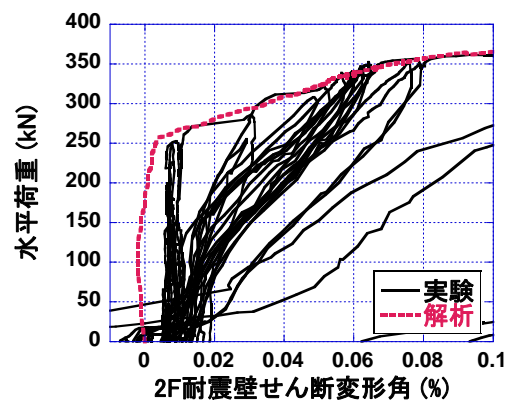


(b) MNWL 試験体

(I) 曲げ

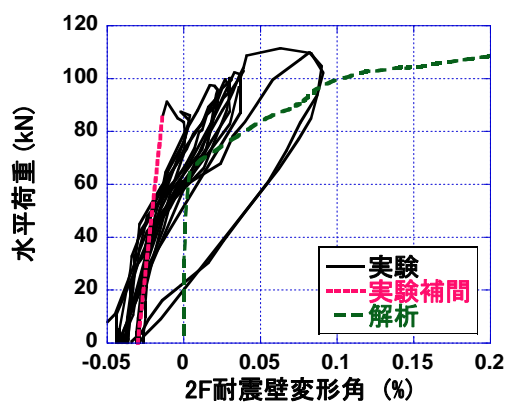


(a) MNW 試験体

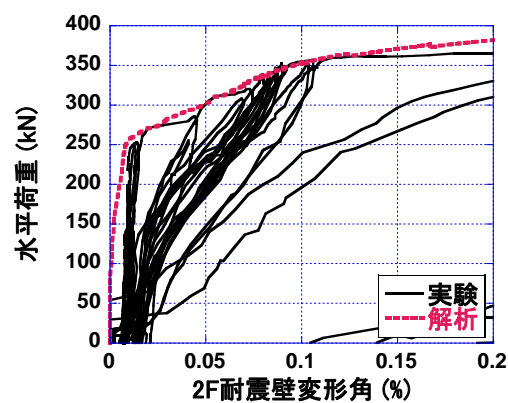


(b) MNWL 試験体

(II) せん断



(a) MNW 試験体



(b) MNWL 試験体

(III) 全体

図 5-70 2F 復元力特性

5.8.3 耐震壁及び基礎梁のコンクリートストラットが負担する圧縮力の分布

図 5-71に各検証点における耐震壁圧縮ストラットの圧縮力分布を示す。各ストラットの幅が、伝達する圧縮力の大きさを表している。5.8.4 で示す壁脚の各領域における水平せん断力の伝達割合には、影響はほとんど表れないが、MNW試験体では、耐震壁の変形が増大するにつれ、ストラットの負担する圧縮力の分布が圧縮柱側に移動していく事が分かる。一方、MNWL試験体では、耐震壁の変形に依らず、圧縮力の分布は、ほとんど変化していない事が分かる。その結果、MNW試験体では、水平せん断力が最終的に圧縮柱脚部に集中する様子が見られるが、MNWL試験体では、圧縮柱脚部を介さずに直接基礎梁下端筋圧縮域までストラットが伸びており、その結果、壁脚を介さずに伝達される水平せん断力の割合が大きくなっている。

また、MNWL 試験体では、耐震壁脚部の境界条件を固定端とした場合よりも、耐震壁の水平耐力が低下する事が載荷実験及びマクロモデルの解析結果から確認されていたが、この原因としては、先程示した壁脚におけるコンクリートストラットの圧縮力分布から説明できる。MNWL 試験体では、圧縮柱脚部を介さずに直接基礎梁下端筋圧縮域までストラットが伸びており、それに伴い、耐震壁の圧縮合力位置が圧縮柱位置から内側に移動する事になる。その結果、耐震壁のレバーアームは短くなり、耐震壁の水平耐力が低下しているものと考えられる。一方、MNW 試験体に関しては、圧縮柱脚部にコンクリートストラットによる圧縮力が集中するので、レバーアームの長さは壁脚固定とした場合とあまり変わらず、水平耐力の低下も見られない。

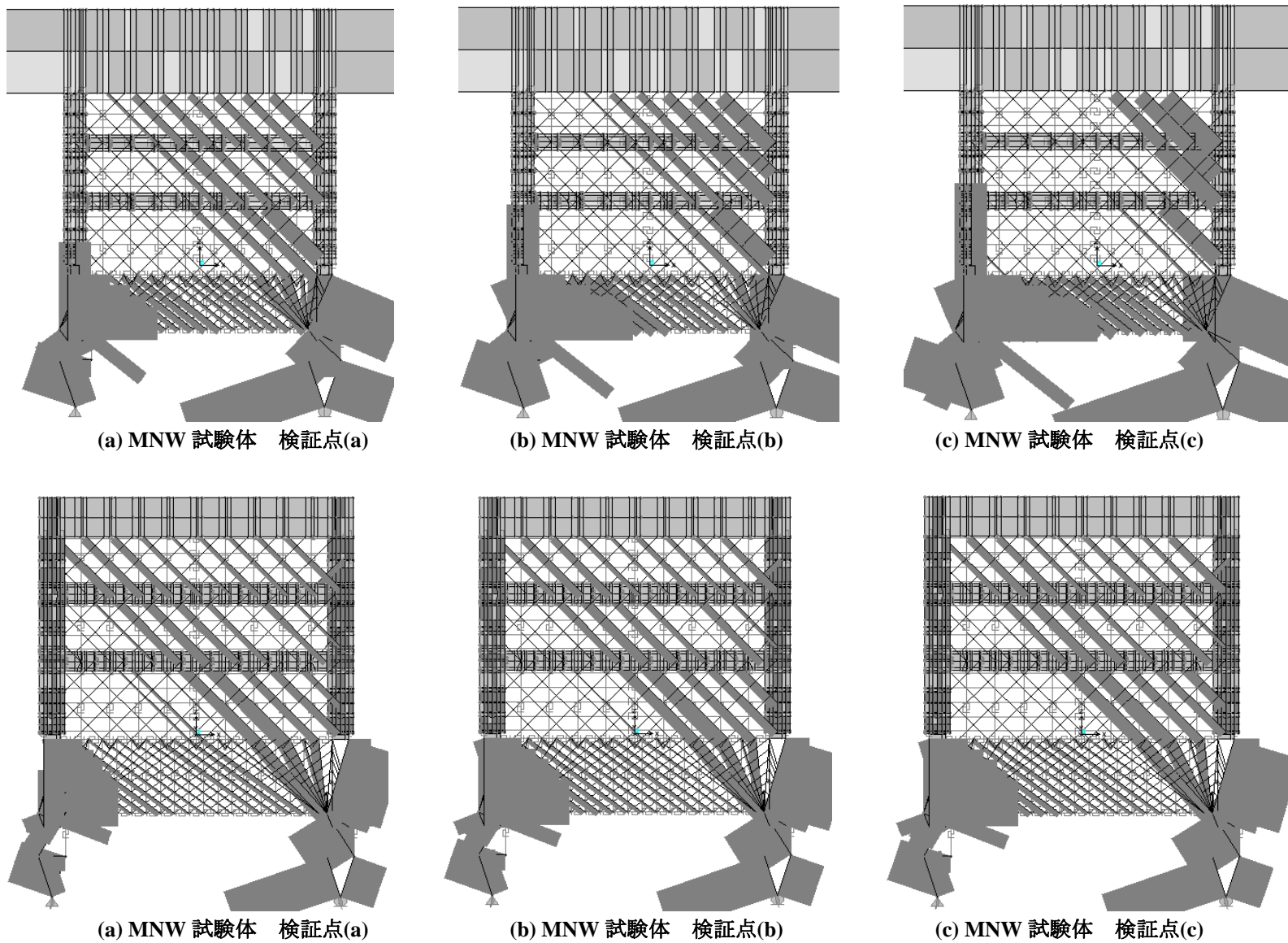


図 5-71 耐震壁コンクリートストラットの圧縮力分布

5.8.4 基礎梁に作用する外力分布に関する検討

耐震壁と杭基礎を一体で取り扱うマクロモデルによって、載荷実験における基礎梁主筋のひずみ分布が再現できる事は、既に 5.7 で確認した。一方、4 章では、耐震壁と杭基礎を独立して取り扱う手法として、耐震壁から基礎梁へと作用する外力をモデル化する方法を示した。この際、この外力モデルを外力として用いた基礎梁の断面解析から、基礎梁主筋のひずみ分布の予測を試みたが、実験結果を予測するには至らなかった。以下に 4 章で示した問題点を示す。

＜外力モデルを用いた考察における問題点＞

1. 基礎梁はせいが深い為、断面解析の前提である平面保持仮定が成立しているのか。
2. 定義した 4 つの外力モデルの算定方法が適切であったかどうか。
3. 離間係数を用いて、各外力モデルの分布形状を推移させる手法が適切であったかどうか。

しかしながら、基礎梁に作用する外力をモデル化し、設計に用いる手法は簡便である為、利用価値の高いものである。そこで、本節では、耐震壁と杭基礎を一体で扱った数値モデルの解析結果から、4 章で定義した基礎梁に作用する外力分布を算定する。その結果を、4 章で定義した外力モデルと比較し、上述した外力モデルを用いた手法における問題点に関する考察を行う。

なお、4 章で定義した 4 つの外力モデルとは、杭頭モーメントによる曲げ戻し応力 M_p 、耐震壁から伝達される鉛直方向力によるモーメント M_v 、水平方向力によるモーメント M_l 、引張軸力 N であり、 M_p を除く外力分布が耐震壁脚部の離間係数に応じて推移するものと仮定した。離間係数は図 5-72 に示すように、耐震壁脚部を 4 分割して定義し、離間が進むにつれ、水平せん断力の伝達範囲が徐々に小さくなる状況を模擬している。

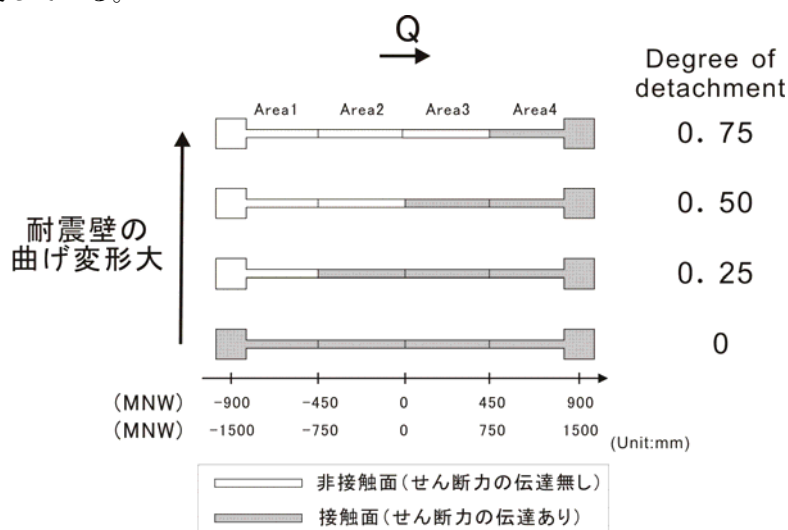


図 5-72 壁脚における水平せん断力の伝達状況

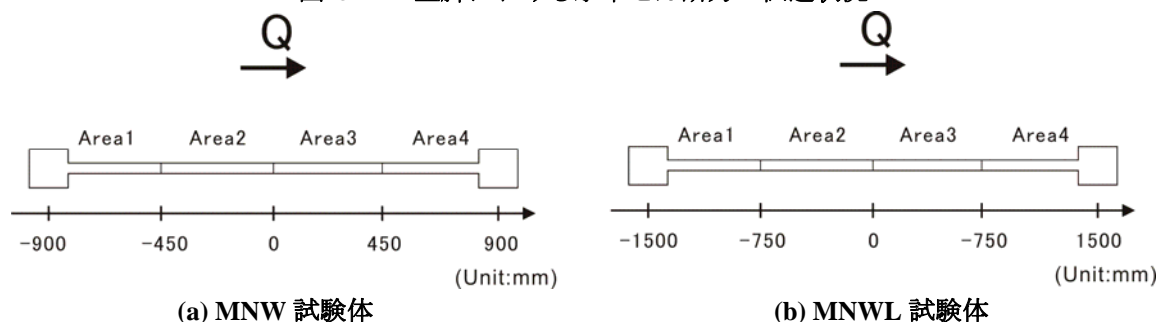


図 5-73 水平せん断力の伝達割合を算定する際に定義した壁脚の領域

まず、図 5-73に示すように、耐震壁脚部を4分割し、数値解析において、それぞれの領域で伝達される水平せん断力の割合を求める。5.2で行ったFEM解析の結果を図 5-74に、マクロモデルの解析結果を図 5-75に示す。FEM解析の結果を見ると、柱主筋が降伏に至るまでの間、徐々に圧縮柱近傍における分担率が上昇し、柱主筋の降伏後は、各領域の分担率の変動が緩やかになる傾向が見られた。また、MNWL試験体に関しては、基礎梁上端筋の降伏によって、圧縮杭近傍における負担割合が低下する傾向が見られた。

一方、マクロモデルでは、各領域で分担される水平せん断力の伝達割合は、耐震壁の変形に依らずほぼ一定の値となり、水平せん断力分布が推移する挙動はほとんど見られなかった。このマクロモデルに用いた耐震壁モデルは、元々、耐震壁の終局変形時における水平抵抗機構を再現する為に提案されたものである。ゆえに、耐震壁内に多くのひび割れが発生した状況を模擬してコンクリートストラットが配置され、コンクリートストラットの負担する引張力が無視される為、このモデルでは、耐震壁小変形時における水平力伝達機構を再現する事を想定していない。但し、引張柱主筋降伏後の耐震壁大変形時における分担率に関しては、MNW試験体に関しては、若干圧縮柱近傍における分担を過大評価するものの、MNWL試験体に関しては、FEM解析に近い結果が得られており、基礎梁上端筋の降伏により、圧縮杭近傍で負担する水平せん断力の割合が若干低下する傾向もFEM同様に確認できる。

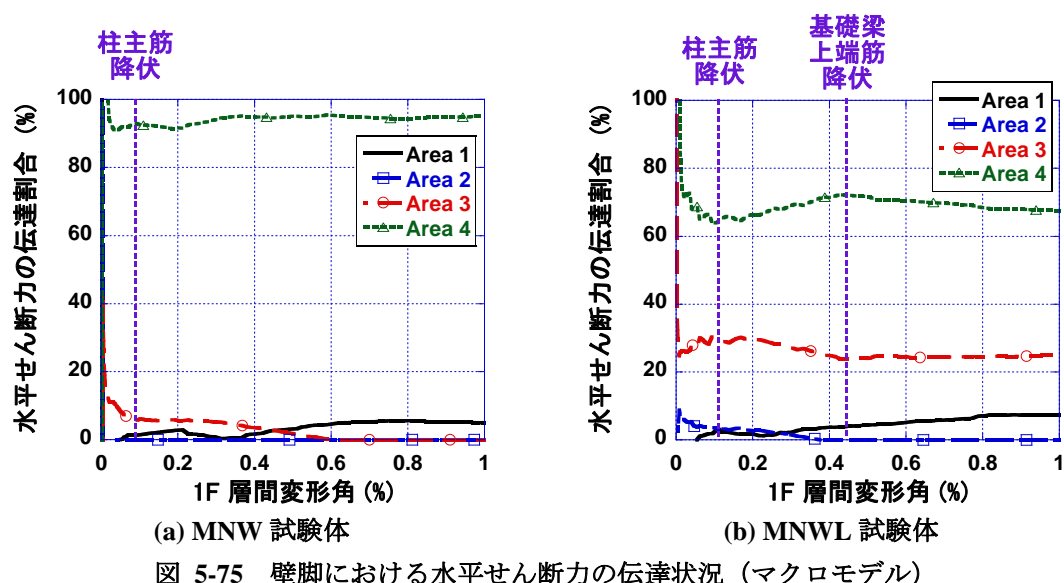
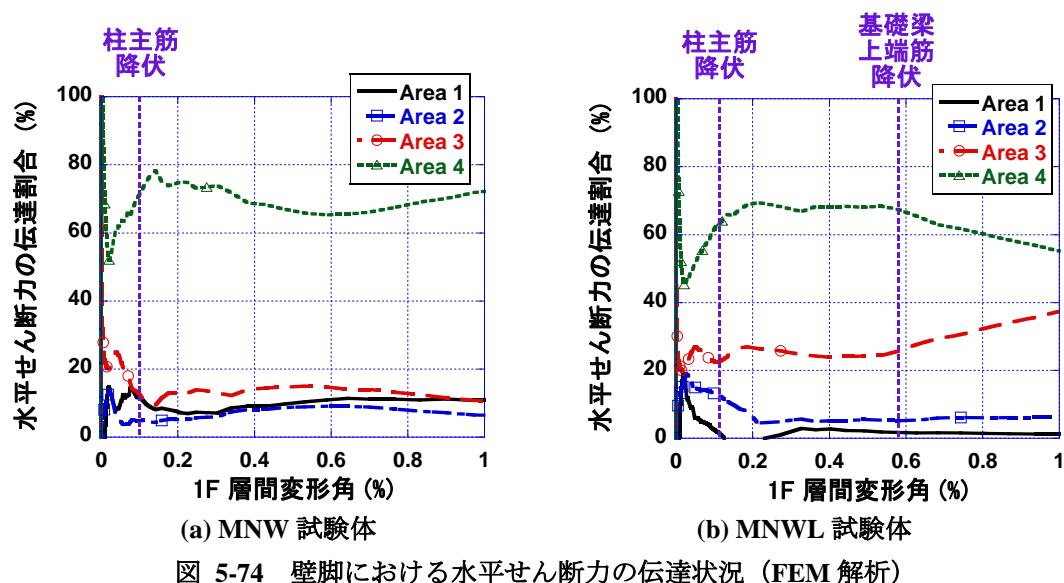


表 5-23に4章で載荷実験の結果と比較する事によって求めた各検討点における離間係数の推移を示す。表中の(a)から(c)の記号は、表 5-16及び表 5-17の検証点に対応している。検討点(a)は、引張柱主筋降伏直後のサイクル点を示している。表 5-23に従うと、引張柱主筋降伏後、いずれの試験体も離間係数が急激に増大する様子が確認されている。これにより、図 5-76に示すように、モデル上、離間係数の増大に伴い、耐震壁脚部の水平せん断力の伝達割合が大きく推移する事となる。しかしながら、図 5-74及び図 5-75に示したFEM及びマクロモデルによる解析結果を見ると、引張柱主筋降伏後、水平せん断力の伝達割合は表 5-23で示す程大きく推移していない事が分かる。ゆえに、問題点3で示した、耐震壁脚部の水平せん断力の伝達割合を推移させ、載荷実験で確認された基礎梁主筋のひずみ分布の耐震壁の変形に伴う推移を模擬させようとする手法は、解析結果を見る限り、適切ではない。

表 5-23 離間係数の推移 (4章)

		検証点		
		(a)	(b)	(c)
離間係数	MNW	0	0.75	0.75以上
	MNWL	0	0.25-0.50	0.5

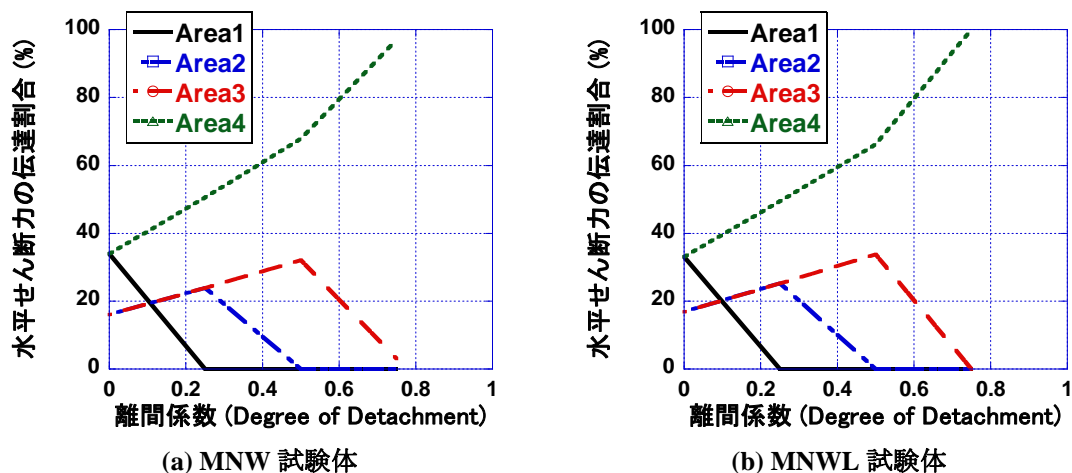
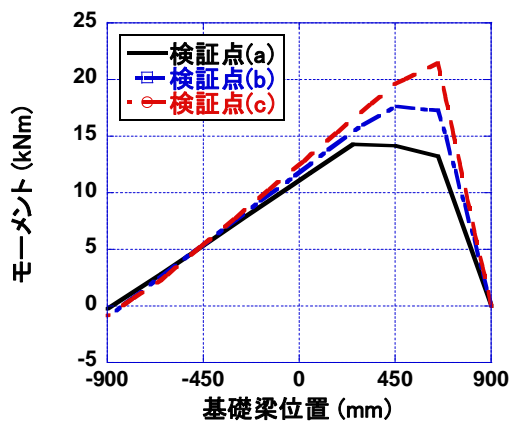


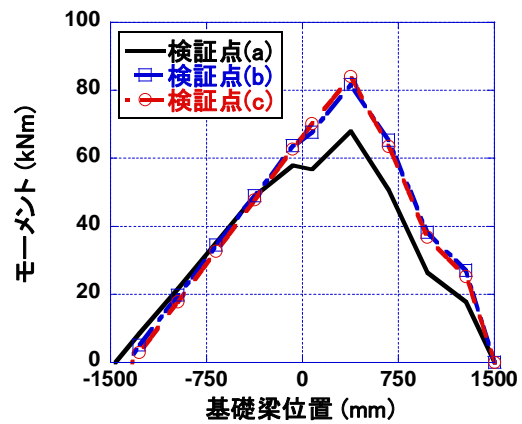
図 5-76 壁脚における水平せん断力の伝達状況 (4章)

耐震壁脚部の水平せん断力の伝達割合に依存するモーメントMI (耐震壁から伝達される水平方向力によるモーメント) の分布を図 5-77及び図 5-78に示す。図中の(a)から(c)の記号は、表 5-16及び表 5-17の検証点に対応している。また、基礎梁上端に引張をさせるモーメントをここでは正としている。4章の外力モデルでは、モーメントMI (図 5-79参照) が、基礎梁主筋のひずみ分布推移の大きな原因になると考えていた。しかしながら、図 5-77及び図 5-78を見ると、MNW試験体に関しては、若干の推移があるが、MNWL試験体に関しては、耐震壁の変形が増大しても、そのモーメント分布はほとんど推移していない事が分かる。ゆえに、モーメントMIが基礎梁主筋ひずみ分布の推移に与える影響は、当初の想定よりも小さい事が分かった。

また、N (軸力) の分布も水平せん断力の伝達割合に依存する為、MIと同様に、基礎梁主筋のひずみ分布推移には関連していないものと考えられる。

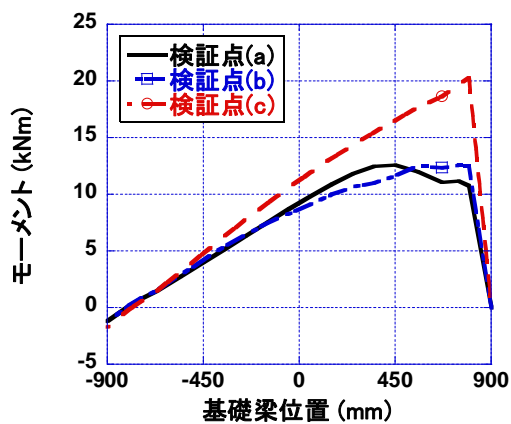


(a) MNW 試験体

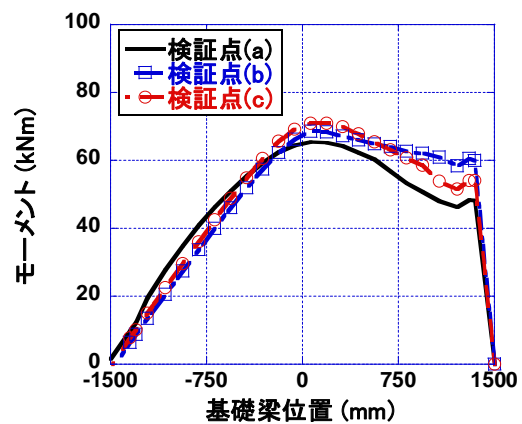


(b) MNWL 試験体

図 5-77 モーメント M_I の分布 (マクロモデル)

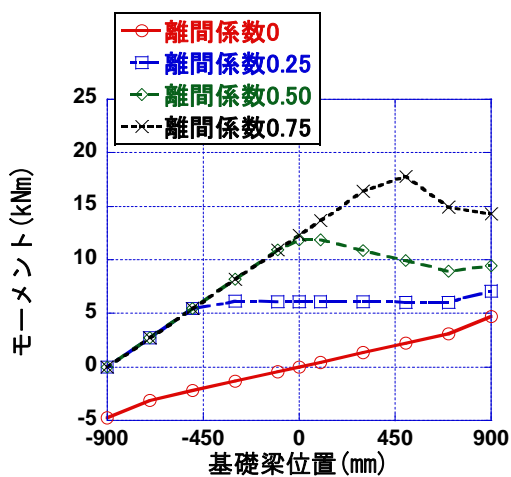


(a) MNW 試験体

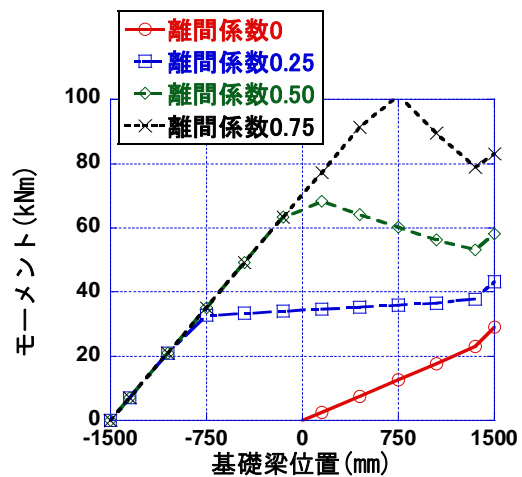


(b) MNWL 試験体

図 5-78 モーメント M_I の分布 (FEM 解析)



(I) MNW 試験体 検証点(a)



(II) MNWL 試験体 検証点(a)

図 5-79 離間係数に応じて変化する水平方向力によるモーメント M_I の分布 (4 章)

そこで、壁脚の離間に応じて推移するものとして設定したもう一つのモーメント、耐震壁から伝達される鉛直方向力によるモーメント M_v に注目する。図 5-80 及び図 5-81 にマクロモデル及び FEM 解析によって求めた各検証点における M_v の分布を示す。図中の(a)から(c)の記号は、表 5-16 及び表 5-17 の検証点に対応している。また、基礎梁上端に引張力を作用させるモーメントをここでは正としている。

また、参考として、4章で用いた外力モデルの分布を図 5-82に示す。

外力モデルでは、耐震壁から伝達される鉛直方向力として、耐震壁縦方向せん断補強筋による引張力のみを考慮してモーメント分布の算定を行い、コンクリートストラットを介して伝達される圧縮力の影響は無視している。ゆえに、耐震壁の曲げ変形が小さく、耐震壁のコンクリートを介して伝達される鉛直方向力が、基礎梁スパン内に作用し、下向きモーメントが発生する状況は考慮していない。

MNW試験体に関しては、4章で定義した外力モデルと同様に、いずれの解析結果に関しても、基礎梁の全スパンに渡って正方向のモーメントが作用している。ゆえに、耐震壁脚部の離間が進み、図 5-71に示すように、耐震壁のコンクリートストラットを介して伝達される圧縮力のほとんどが、圧縮柱脚部に伝達される状況にある。また、耐震壁の変形が増大するにつれ、モーメント分布も大きく推移する為、基礎梁主筋ひずみの推移の原因は、耐震壁の変形に伴うモーメント M_v の推移が原因であると考えられる。

一方、MNWL試験体に関しては、外力モデルとは大きく異なる分布形状がマクロモデル及びFEM解析から得られている。これは、図 5-71に示すように、耐震壁のコンクリートストラットを介して伝達される圧縮力が、壁脚の広範囲に渡って基礎梁に伝達される事が原因である。ゆえに、外力モデル M_v の算定では、コンクリートストラットの寄与を考慮する必要があるものと考えられるが、ここまでの検討で明らかになっているように、基礎梁下端域を中心とした耐震壁の回転変形機構が形成されると、耐震壁の平面保持仮定が成立しない為、モーメント M_v の算定は容易ではない。

いずれの試験体に関しても、耐震壁の曲げ変形が進み、基礎梁上端筋の降伏が起こるまでの間、 M_v のモーメント分布が大きく推移する事が確認できた。ゆえに、以上の検討結果から、基礎梁主筋のひずみ分布推移の原因となるのは、耐震壁脚部の水平せん断力の伝達割合の推移ではなく、耐震壁の変形に伴うモーメント M_v の推移である事が確認できた。

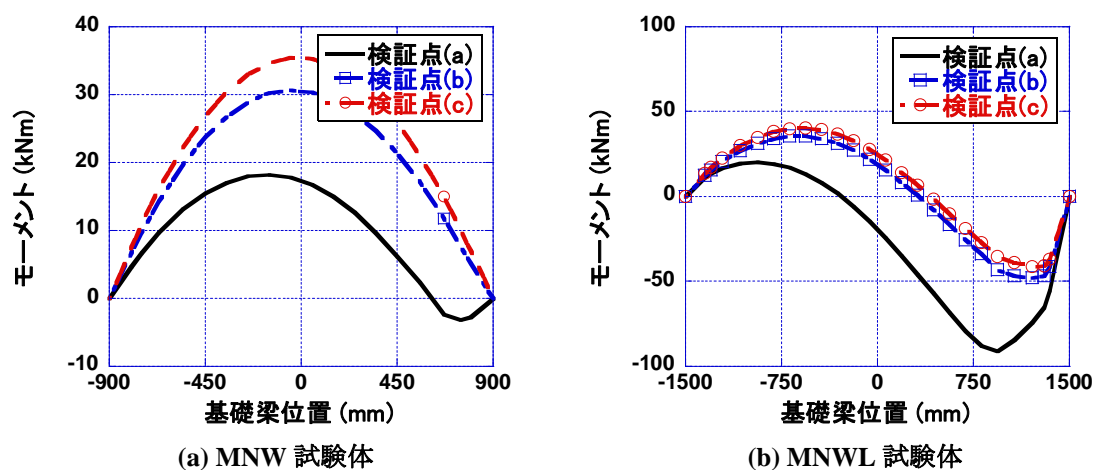


図 5-80 モーメント M_v の分布 (FEM 解析)

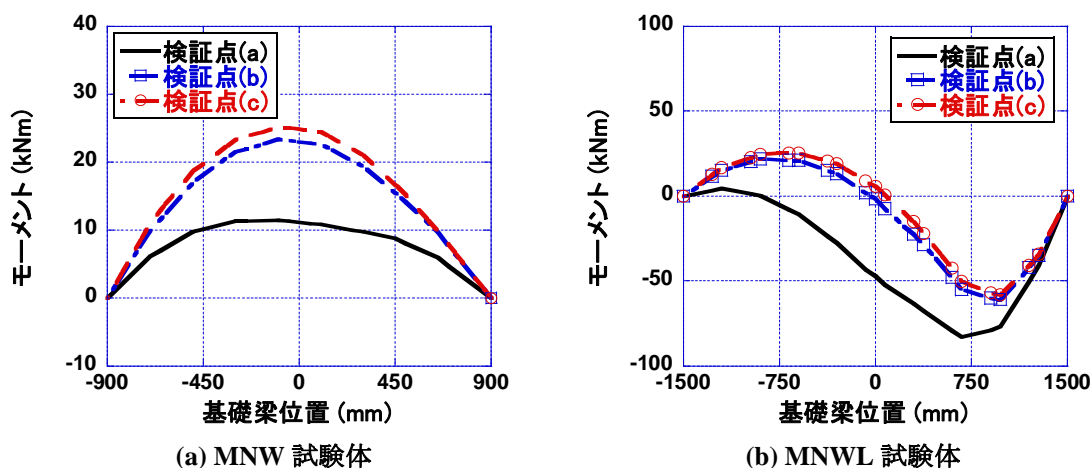


図 5-81 モーメント M_v の分布 (マクロモデル)

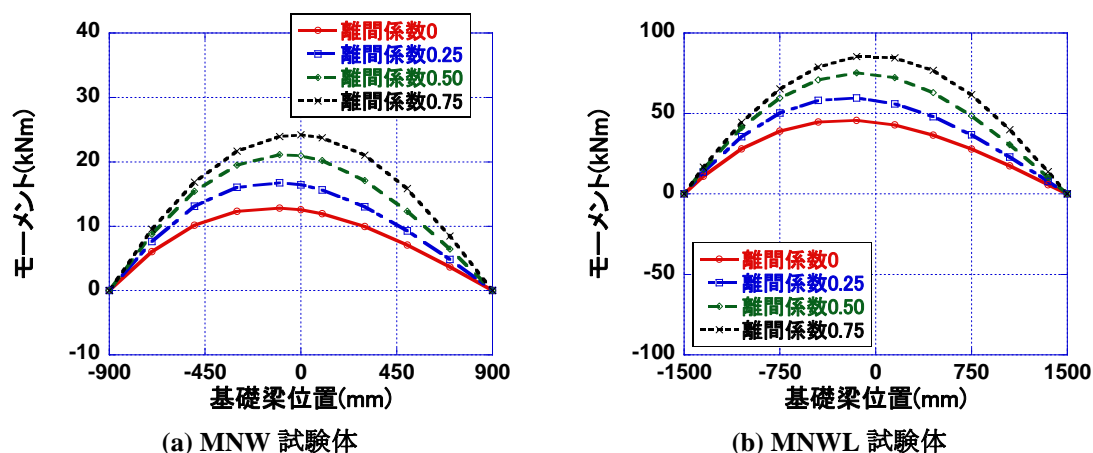


図 5-82 離間係数に応じて変化するモーメント M_v の分布 (4 章)

最後に、図 5-83及び図 5-84に、数値解析から算定した基礎梁に作用する杭からの曲げ戻しモーメント M_p 、耐震壁から伝達される水平方向力によるモーメント M_I 及び鉛直方向力によるモーメント M_v を足し合わせた基礎梁に作用する全モーメント分布を示す。また、図 5-85に 4 章で用いた検討点(c)における外力モデルの全モーメント分布を示す。

4 章の断面解析では、基礎梁の曲げ耐力に余裕がある MNW 試験体では、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、壁脚離間係数 0.75 に至るまで、基礎梁のモーメント分布が推移し続けるものとした。しかしながら、断面解析では載荷実験におけるひずみ分布を過小評価する結果が得られている。そこで、図 5-83(a)及び図 5-84(a)の検討点(c)の結果と、図 5-85(a)の離間係数 0.75 の結果を比較すると、両者のモーメント分布がほぼ対応している事が分かる。ゆえに、4 章で定義した外力モデルを用いる事によって、基礎梁に作用するモーメント自体は追跡できている事が分かる。ゆえに、この外力モデルを用いて実験試験体の基礎梁上端筋のひずみ分布を再現できなかった理由としては、問題点 1 で挙げた断面解析の前提である平面保持仮定が、実験試験体基礎梁において、成立していないものと考えられる。

一方、基礎梁の曲げ耐力が低い MNWL 試験体に関しては、4 章の断面解析において、離間係数 0.25 から 0.50 の状況で基礎梁上端筋が曲げ降伏する為、それ以後は、耐震壁の曲げ変形が進展しても、基礎梁に入力されるモーメントが増大しないような耐震壁の水平抵抗機構を考えなければならないと述べた。図 5-69で示した基礎梁下端域を中心とした耐震壁の回転変形機構が、まさにこの水平抵抗機構であり、基礎梁の一部を巻き込みながら耐震壁の曲げ変形が進展する為、水平せん断力の分布はそれ

以後大きく推移せず、図 5-71に示すように、耐震壁コンクリートストラットの圧縮力の分布もほぼ一定となる。その結果、基礎梁に入力されるモーメントの増大も抑えられる事になる。また、離間係数を 0.25 及び 0.50 程度とした図 5-85(b)の外力モデルによるモーメント分布は、図 5-83(b)及び図 5-84(b)における検討点(c)のモーメント分布とほぼ対応しており、MNW試験体と同様に、基礎梁に作用するモーメント分布を概算する手法としては、基礎梁に作用する外力をモデル化する手法は有効である事が確認できた。

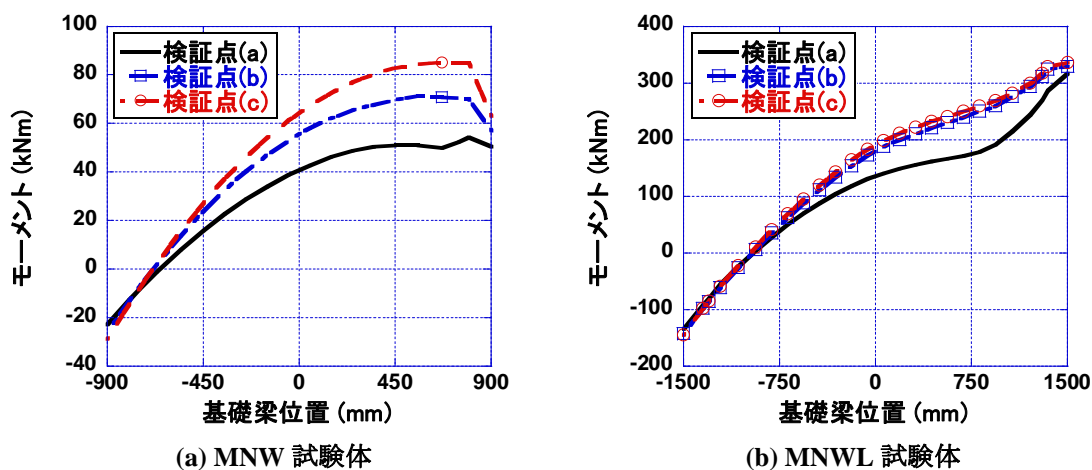


図 5-83 全モーメントの分布 (マクロモデル)

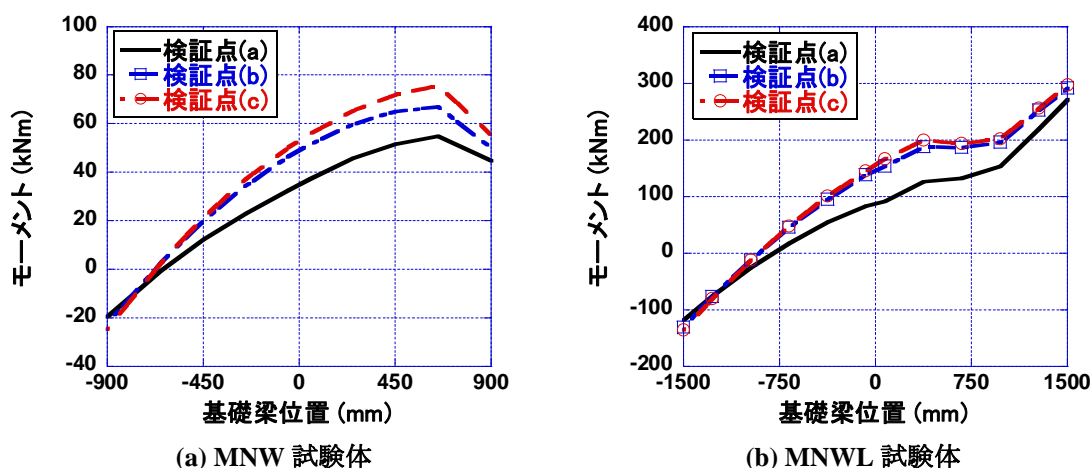


図 5-84 全モーメントの分布 (FEM 解析)

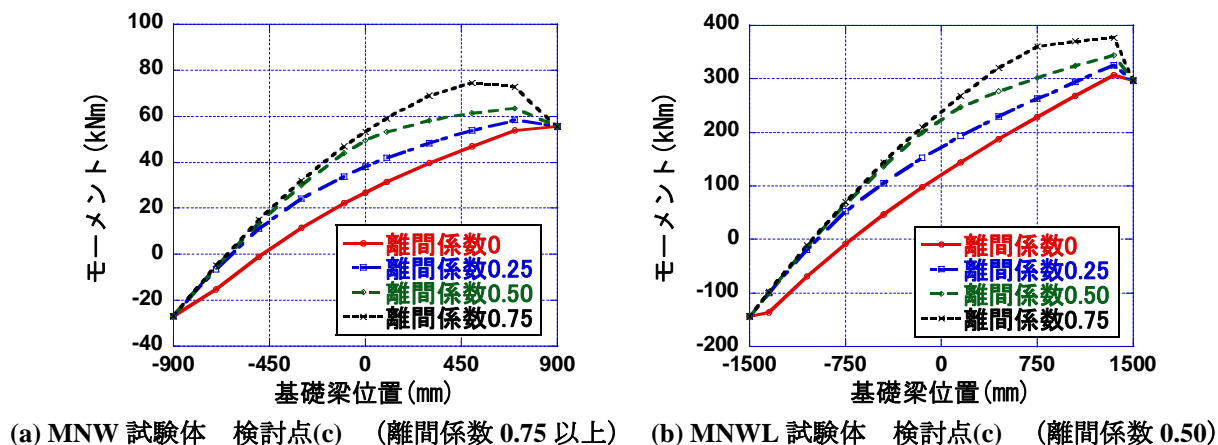


図 5-85 全モーメントの分布 (4 章)

5.8.5 圧縮柱が負担するせん断力と軸方向力

5.8.3 では、耐震壁コンクリートストラットの圧縮力分布から、MNW試験体とMNWL試験体では、圧縮柱が負担するせん断力や軸方向力の割合が大きく異なっている事が確認された。そこで本節では、圧縮柱に関して、詳細な検討を行う。圧縮柱が負担するせん断力の割合と耐震壁の変形との関係を図 5-86に示す。MNW試験体に関しては、載荷当初は、MNWL試験体とほぼ同じ挙動を示すが、耐震壁の曲げひび割れや曲げ降伏等によって、耐震壁の水平剛性が低下すると、負担割合は徐々に増大し、最大で全体の 90% 近くのせん断力を圧縮柱のみで伝達する事になる。その後、基礎梁のせん断補強筋が降伏する事によって、せん断力の負担割合は横ばいとなる。ところで、圧縮柱の軸方向バネやせん断バネの復元力特性には、急激な耐力低下を及ぼすような履歴は与えていないので、柱自体のせん断力負担能力が失われている訳ではない。ゆえに、基礎梁せん断補強筋の降伏によって、柱の負担せん断力の増加が頭打ちとなったと言える。今回は、基礎梁せん断補強筋の降伏が、せん断力の負担割合の増加を抑制する原因となったが、基礎梁上端筋が降伏した場合に関しても同様に、せん断力の負担割合の増加が抑制されるものと考えられる。

一方、MNWL試験体に関しては、圧縮柱が負担するせん断力の割合は、耐震壁の変形に依らずほぼ一定である。この原因としては、MNWL試験体では、耐震壁に曲げひび割れが発生したのとほぼ同時に基礎梁上端筋にも曲げひび割れが発生している点、また、各試験体モデルに用いた基礎梁上端筋の引張側の復元力特性を比較すると、MNWL試験体のモデルは、ひび割れ発生後、負担引張力が急激に減少し、基礎梁上端の伸びが生じやすい傾向にある点が考えられる。この両者により、MNWL試験体に関しては、MNW試験体よりも、基礎梁上端部分に伸びが生じやすく、図 5-69で示したような基礎梁下端部を回転中心とした変形メカニズムが形成される為、柱の負担せん断力が軽減されているものと考えられる。そのせん断力の負担割合は、最大でも全体の 25% 程度であり、大部分のせん断力は壁脚を介して基礎構造に伝達される事になる。

載荷実験では、両試験体とも、側柱には十分な量のせん断補強筋を配していたので、柱のせん断破壊は起こらなかったが、せん断力が圧縮柱に集中する MNW 試験体のような破壊形式となる耐震壁に関しては、圧縮柱のせん断破壊に十分注意して、せん断補強を施しておく必要がある。一方、耐震壁大変形時においても、壁脚においてせん断力の大部分を伝達する MNWL 試験体のような破壊形式を選択する場合には、壁脚において、安定したせん断力の伝達が行えるような配慮が必要となる。

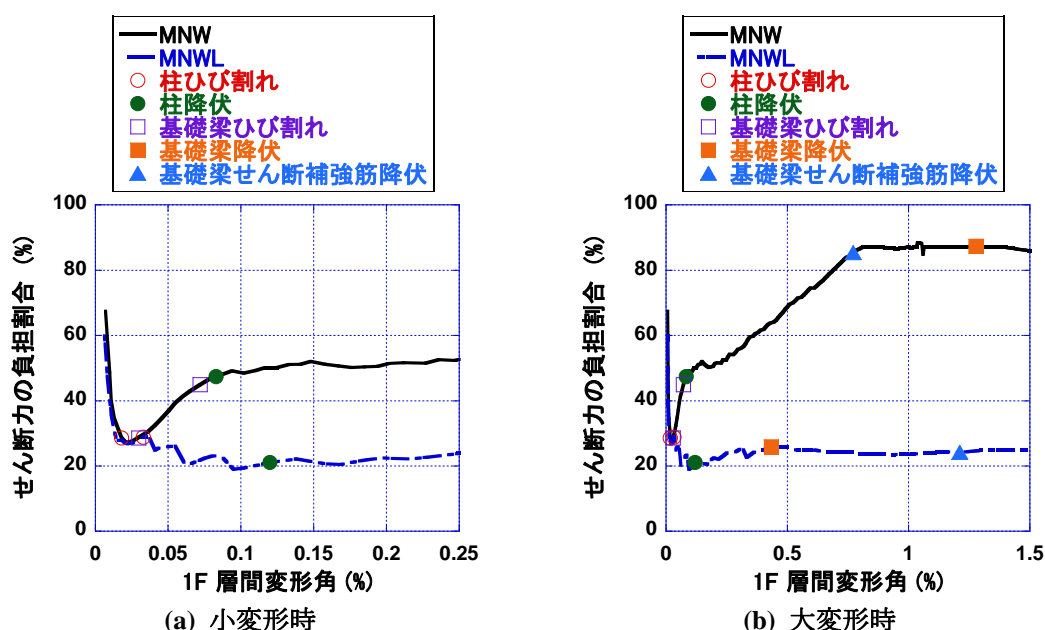


図 5-86 圧縮柱が負担するせん断力の割合

次に、圧縮柱が負担する圧縮軸力と耐震壁の変形との関係を図 5-87(a)に示す。MNW試験体では、最終的に軸力比にして 45%程度の非常に高い軸力を負担している。一方、MNWL試験体に関しては、最終的な軸力比は、25%程度である。但し、MNWL試験体のコンクリート強度は、MNW試験体のコンクリート強度のおよそ 1.5 倍なので、一概にMNW試験体の方が大きな圧縮力を負担しているとは言えない。そこで、圧縮柱の 2 本の軸方向バネの軸力比をそれぞれプロットしたものを図 5-87(b)に示す。

MNW 試験体は外側主筋位置における圧縮力の分担が大きく、水平荷重の 8 割から 9 割を占めるせん断力を負担する為に、曲げ変形が大きく進展している事が分かる。一方、MNWL 試験体に関しては、外側主筋位置よりも内側主筋位置における圧縮力の分担が大きく、また、MNW 試験体と比べると、圧縮柱に均等に圧縮力が分布している事が分かる。また、これらの解析結果は、載荷実験において確認された、圧縮柱のカバーコンクリートだけでなく、コアコンクリートにまで圧壊が見られた MNW 試験体や、耐震壁大変形時においても、カバーコンクリートが健全で、圧壊が観測されなかった MNWL 試験体の破壊性状と一致する。

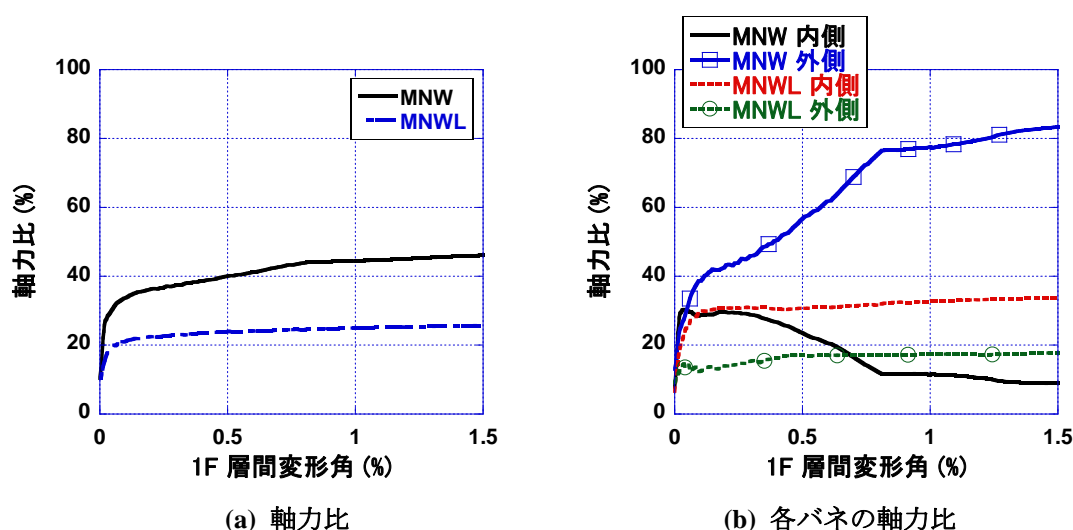


図 5-87 圧縮柱に作用する圧縮軸力の軸力比と各軸方向バネが負担する圧縮軸力

5.8.6 基礎梁せん断補強筋のひずみ分布

マクロモデルにおける基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角や、設置位置が適切であったかどうかを確認する為に、基礎梁せん断補強筋のひずみの分布を実験結果と比較した。図 5-58及び図 5-59 に基礎梁せん断補強筋のひずみ分布を示す。なお、載荷実験における基礎梁せん断補強筋のひずみゲージ添付位置に関しては、図 5-60に示す。

いずれの試験体に関しても、実験結果と同様に引張杭近傍 (MNW 試験体: $x=-900\text{mm}$ 、MNWL 試験体: $x=-1500\text{mm}$) における引張ひずみの値が大きくなっており、圧縮杭近傍 (MNW 試験体: $x=900\text{mm}$ 、MNWL 試験体: $x=1500\text{mm}$) に向かうにつれ、ひずみが減少していく傾向が見られ、最大引張ひずみに関しては、概ね評価が可能となっている。ゆえに、基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角や、設置位置に関しては、適切であったと考えられるが、1F 耐震壁変形角が 1.0%を越える MNW 試験体の検証点(c)に関しては、実験におけるひずみ値をやや過大評価しすぎている。

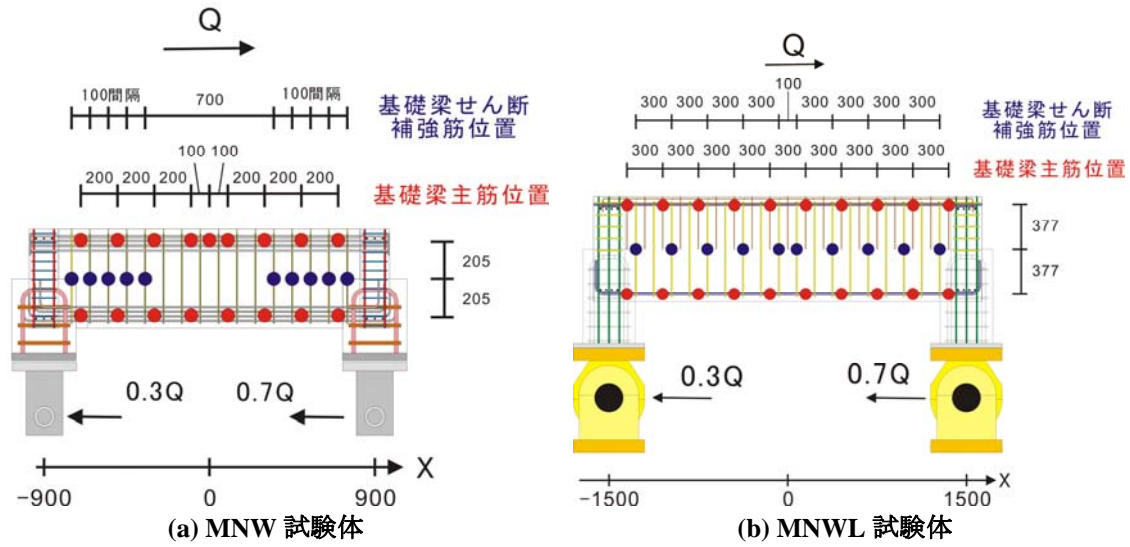


図 5-88 基礎梁主筋、せん断補強筋の歪ゲージ添付位置 (単位 : mm)

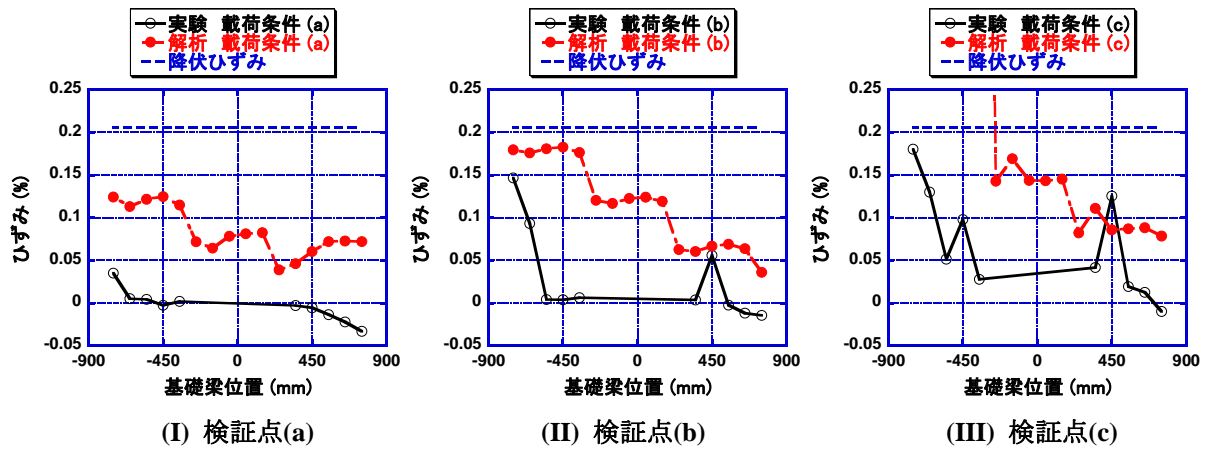


図 5-89 MNW 試験体

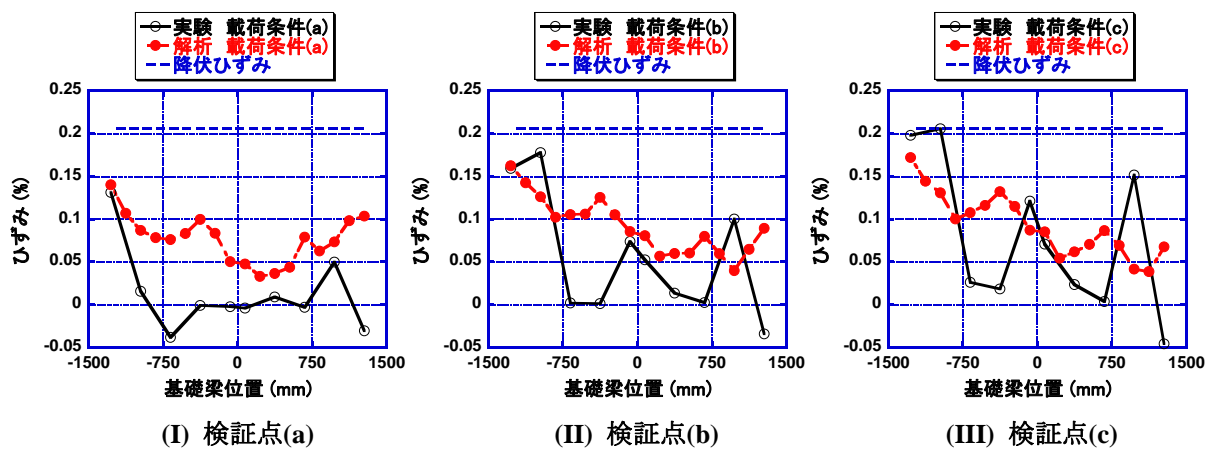


図 5-90 MNWL 試験体

5.8.7 基礎梁下端筋における応力集中

4章では、引張杭近傍において、基礎梁下端筋に応力集中が起き、平面保持を仮定した曲げ理論では、基礎梁下端筋のひずみ分布が算定できない事が分かっている。そこで、本節では、図 5-91に示す引張杭端面位置における基礎梁材軸方向と平行な基礎梁断面力の分布を示す。基礎梁を曲げ材として、杭からの曲げ戻し応力と基礎梁に作用する引張力の検討を行うと、上端部（高さ 0mm付近）は圧縮域となり、下端部が引張域となる。しかしながら、マクロモデルの解析結果を見ると、上端筋には引張力が作用し、また、ストラットに作用する圧縮力は、全断面にほぼ均一に分布している状況が分かる。このような断面力の分布は、通常の曲げ解析では再現する事はできない。ゆえに、基礎梁上端筋のひずみ分布を再現する為だけでなく、基礎梁下端筋のひずみ分布を予測する為にも、このようなマクロモデルを用いた考察が必要になる事が確認できた。

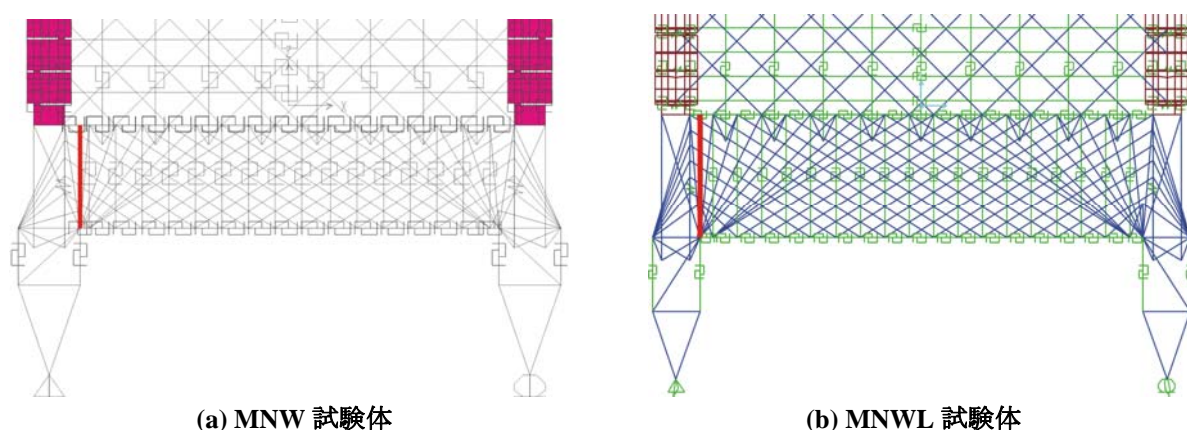


図 5-91 軸方向力分布を検討する断面

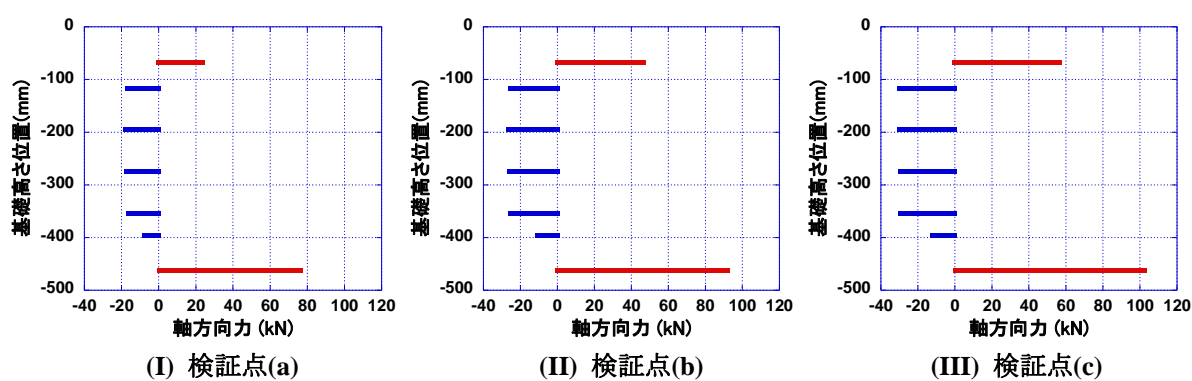


図 5-92 基礎梁引張杭端面における軸方向力の分布 (MNW 試験体)

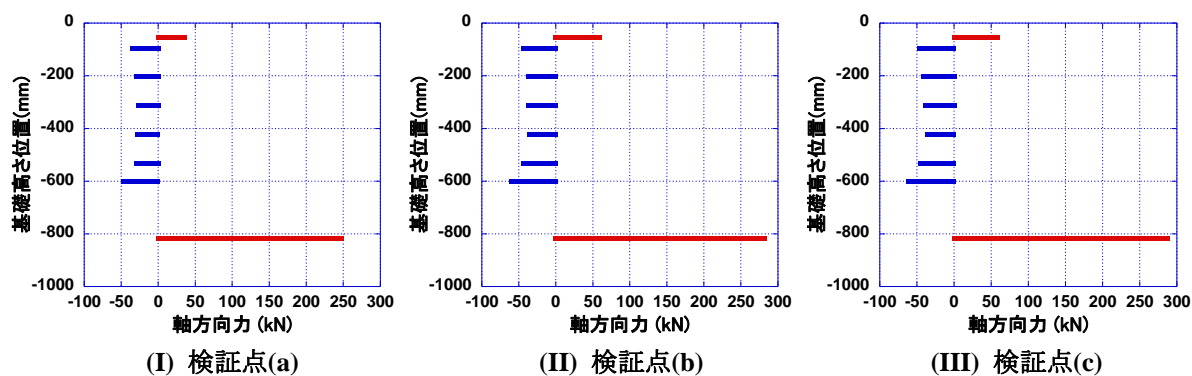


図 5-93 基礎梁引張杭端面における軸方向力の分布 (MNWL 試験体)

5.8.8 梁の伸び

図 5-94及び図 5-95に 2F梁の軸ひずみの分布を示す。載荷実験の傾向を見ると、MNW試験体では、梁を跨ぐようなひび割れはほとんど観測されておらず、その結果、梁にも軸方向の伸びはほとんど生じていない事が分かる。一方、載荷実験において、複数の曲げせん断ひび割れが梁を跨いだMNWL試験体に関しては、曲げひび割れが多数発生した引張柱近傍（ $x=-1500\text{mm}$ ）で梁に伸びが生じている事が分かる。一方、マクロモデルによる解析結果を見ると、いずれの試験体に関しても、圧縮柱に近い位置ほど、引張軸ひずみの大きさが増大している事が分かる。これは耐震壁のコンクリートストラットによる圧縮力を受ける影響であると考えられるが、両試験体とも解析結果は実験結果を模擬できていない。ゆえに、本提案モデルは、梁部材の損傷を予測する事は困難であり、梁を剛と設定した方が、より正確に耐震壁全体としての挙動を再現できるものと考えられる。

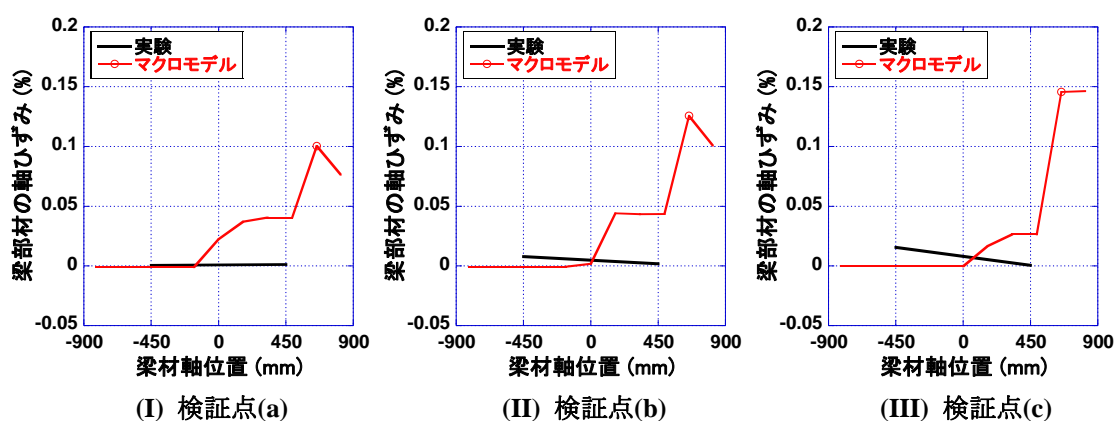


図 5-94 MNW 試験体

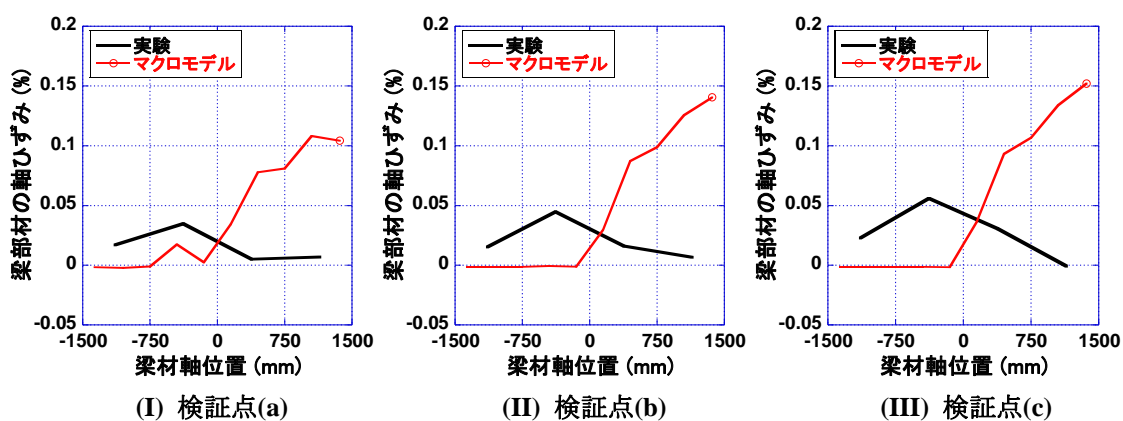


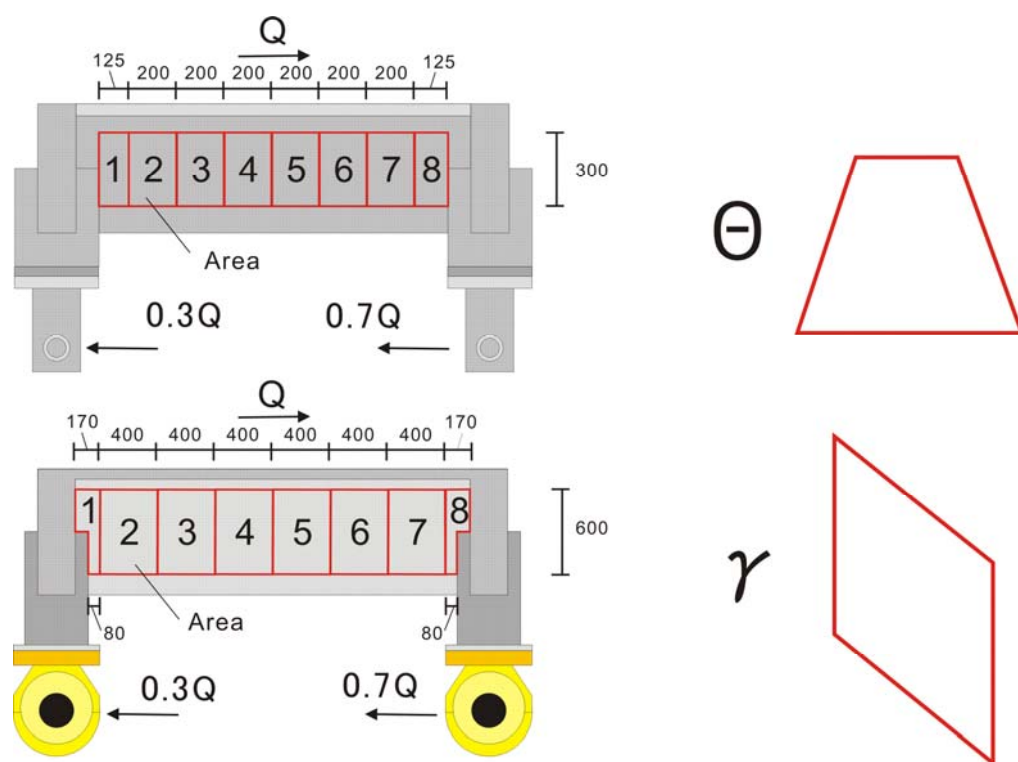
図 5-95 MNWL 試験体

5.8.9 基礎梁の変形状況

4章の実験結果で検討した手法と同じ手法で、マクロモデルにおける基礎梁の曲げ回転角とせん断ひずみを算定し、実験結果と比較した。基礎梁の領域名と位置を図 5-96に示す。領域名と位置は4章と共通である。

図 5-97に各領域の曲げ回転角と 1F耐震壁変形角の関係を示す。いずれの試験体に関しても、それぞれの領域における回転角を比べると、適合性が悪い部分もあるが、全体としてみれば、載荷実験において確認された曲げ回転角と 1F耐震壁変形角の関係を概ね模擬できている事がわかる。

図 5-98に各領域のせん断ひずみと 1F耐震壁変形角の関係を示す。載荷実験の結果と比較すると、マクロモデルでは、耐震壁小変形時におけるせん断ひずみが非常に大きくなっている。これは、基礎梁耐震壁のコンクリートストラットが引張力を負担できない事が原因であると思われる。圧縮力及び引張力の両方を負担できる基礎梁上下筋によって変形量が決まる曲げ回転角に関しては、図 5-97に示すように、マクロモデルにおいて、このような耐震壁小変形時における大きな変形は確認されていない。また、それぞれの領域におけるせん断ひずみを比べると、適合性が悪い部分が多く、曲げ回転角よりも解析精度は悪い。特に、基礎梁曲げ変形角が大きいMNWL試験体に関しては、せん断ひずみのばらつきが非常に大きくなっている。したがって、マクロモデルには、局所的に変形が集中する傾向が見られる為、基礎梁における局所的なせん断変形の評価にはあまり適していないものと考えられる。



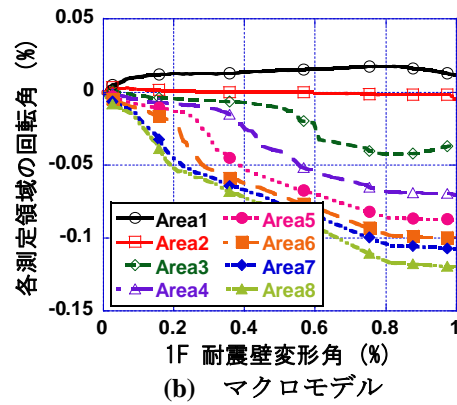
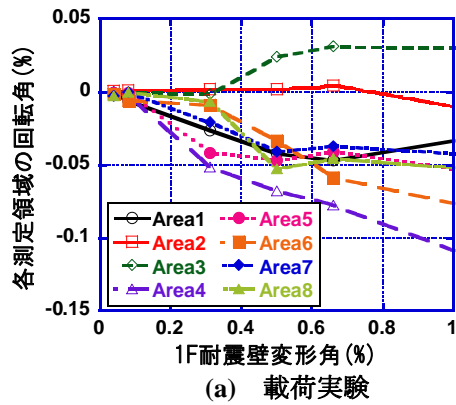
(a) 小型試験体の変位計設置状況（上）

(c) 正方向の曲げ回転角（上）

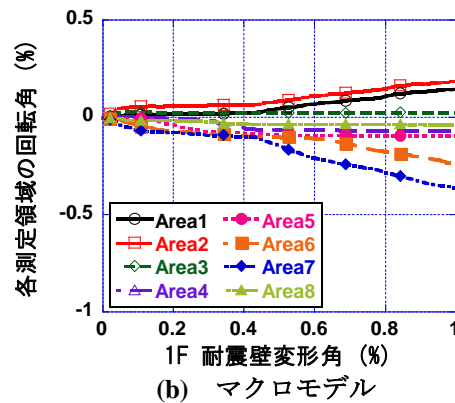
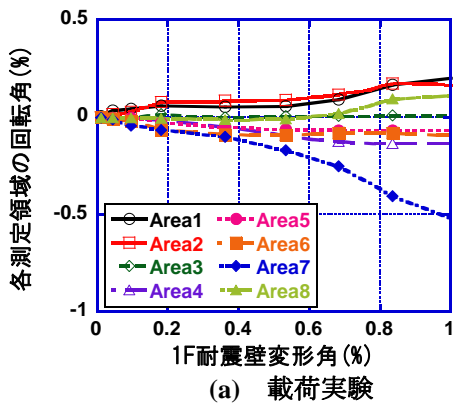
(b) 大型試験体の変位計設置状況（下）

(d) 正方向のせん断ひずみ（下）

図 5-96 基礎梁の曲げ回転角及びせん断ひずみの測定領域

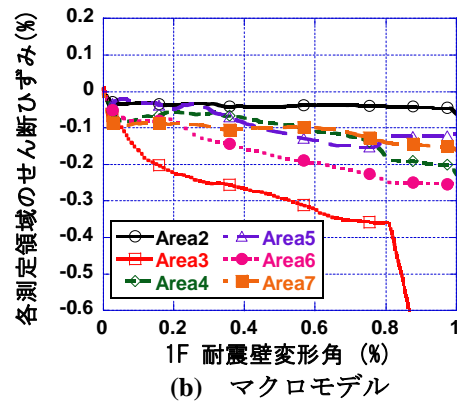
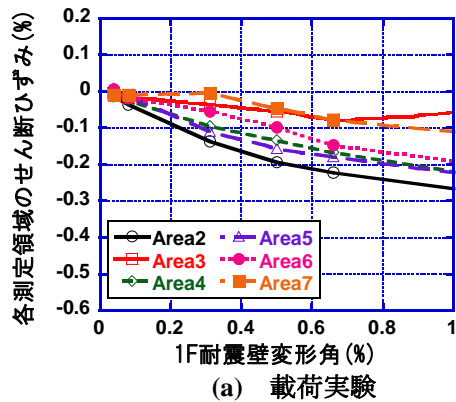


(I) MNW 試験体

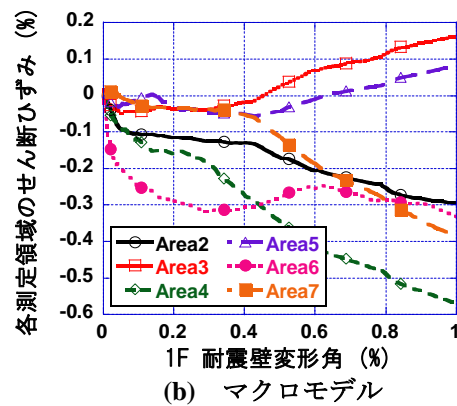
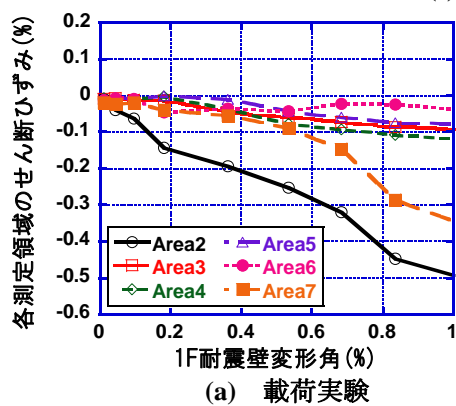


(II) MNWL 試験体

図 5-97 基礎梁の曲げ回転角－1F 耐震壁変形角関係



(I) MNW 試験体



(II) MNWL 試験体

図 5-98 基礎梁のせん断ひずみ－1F 耐震壁変形角関係

5.9. まとめ

本章では、載荷実験において観測された実験試験体の挙動を再現し、耐震壁、基礎梁及び杭の水平抵抗機構を解明する為に、ストラットタイの考え方に基づいた試験体マクロモデルを提案した。対象とした試験体は、一体打ち耐震壁を有する MNW 試験体と MNWL 試験体である。事前に行った FEM による予備解析の結果も併せて、以下に得られた知見を示す。

- 1) RC 要素を分散ひび割れモデル、壁脚と基礎梁上端の境界要素に離間ひび割れモデルを用いた鉄筋コンクリート構造物の 2 次元非線形解析プログラム WCOMD を用いて、実験試験体の Pushover 解析を行った。その結果、耐震壁の荷重－変形関係や基礎梁主筋のひずみ分布の解析精度には、問題があるが、1F 耐震壁の変形に応じて、基礎梁上端筋のひずみ分布が推移する挙動や、小型試験体と大型試験体の耐震壁の変形メカニズムの違いに関しては、再現する事ができた。
- 2) 望月らが提案した耐震壁マクロモデルの手法を用いて、試験体の耐震壁部分のみをモデル化し、壁脚をピン支持として Pushover 解析を行った。その結果、基礎梁上端において伸びが生じる挙動が再現できない為、載荷実験において確認された 1F 耐震壁のせん断変形の増大を予測できず、MNWL 試験体に見られた耐震壁曲げ耐力の低下も再現できなかった。
- 3) FEM による予備解析の結果と載荷実験の結果を参考とし、基礎梁コンクリートストラットの傾斜角と床スラブの有効幅を解析の変数として荷重増分解析を行った。その結果、基礎梁のコンクリートストラットに関しては、FEM 解析で得られた主応力の方向を用いる事で、実験結果における試験体の挙動を再現する事ができた。また、床スラブの有効幅に関しては、杭幅の 2 倍程度とすると、最も実験結果との適合性が良かった。
- 4) 提案した試験体モデルを用いる事で、耐震壁の水平耐力を含む 1F 耐震壁の復元力特性を精度良く予測する事ができた。また、曲げ変形及びせん断変形の割合も概ね実験結果と一致しており、耐震壁の変形メカニズムを正確に再現できているものと考えられる。特に、耐震壁の引張柱主筋降伏時の負担水平荷重に関しては、主に基礎梁上端域のコンクリートの引張強度が密接に関係し、降伏後の剛性や耐力は、基礎梁上端筋の復元力特性によって決まる事を示した。
- 5) 耐震壁の曲げ変形に応じて推移する基礎梁上端筋のひずみ分布は、提案した試験体マクロモデルを用いる事で精度良く予測する事ができた。また、1F 引張柱の伸び量と密接な関係にある 1F 耐震壁の曲げ変形と基礎梁上端筋の平均伸びとの関係に関しても、大型試験体と小型試験体によって異なる載荷実験の結果を模擬する事ができた。基礎梁下端筋については、引張杭近傍で応力集中が起こる事が載荷実験で明らかになったが、曲げ解析では予測できなかった応力集中をマクロモデルは精度良く予測した。
- 6) 部材長が長い耐震壁せん断補強筋以外の部材に関しては、降伏点を概ね精度良く予測する事ができた。ひび割れ発生点に関しては、実験値のばらつきが大きいものと考えられ、全ての部材について精度良く予測する事はできなかった。
- 7) マクロモデルでは、FEM 解析とは異なり、耐震壁小変形時における耐震壁脚部における水平せん断力の分布を再現する事は出来なかったが、耐震壁大変形時における水平せん断力の分布は、FEM

解析の結果とも良く一致している。また、マクロモデル及び FEM 解析から求めた基礎梁に作用するモーメント M_I (耐震壁から伝達される水平方向力によるモーメント) 及び M_v (耐震壁から伝達される鉛直方向力によるモーメント) の分布を見ると、 M_I よりむしろ M_v の方が、耐震壁の曲げ変形に応じた推移が大きい事が分かる。ゆえに、基礎梁上端筋のひずみ分布が推移する原因となるのは、壁脚から伝達される水平方向力によるモーメント M_I ではなく、耐震壁から伝達される鉛直方向力によるモーメント M_v に依る所が大きいと言える。

- 8) 基礎梁の損傷が小さい MNW 試験体では、耐震壁の変形が増大するにつれ、せん断力が圧縮柱脚部に集中し、最終的に全体の 90% 近い水平力を負担する事が確認された。これは、載荷実験における破壊性状であるコアコンクリートの圧壊、柱主筋の座屈、破断と一致する挙動である。一方、基礎梁の損傷が大きい MNWL 試験体に関しては、基礎梁上端にひび割れが発生すると、耐震壁の変形が増大しても耐震壁内のコンクリートストラットの圧縮力分布はほとんど変化せず、基礎梁下端圧縮域を中心として、耐震壁が回転するような挙動がみられた。これは載荷実験において確認された変形機構とも一致する。また、水平せん断力の大部分は壁脚を介して伝達されるので、その結果、耐震壁のレバーアームの長さが減少し、耐震壁の水平耐力が低下したと思われる。ゆえに、基礎梁上端の設計によって、耐震壁の変形、破壊機構が変化するので、圧縮柱に損傷が集中する MNW 試験体タイプの耐震壁に関しては、圧縮柱のせん断補強、コンクリートの拘束を行っておくべきであり、壁脚で大部分のせん断力を伝達する MNWL タイプの耐震壁に関しては、壁脚において滑り等が起こらないように設計時に配慮する必要がある。
- 9) 基礎梁主筋のひずみ分布だけでなく、基礎梁せん断補強筋のひずみ分布に関しても、マクロモデルを用いる事で、精度良く予測する事ができた。

<5 章 参考文献>

- [5-1] 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- [5-2] 三島徹也, Naja BUJADHAM, 前川宏一, 岡村甫: 鉄筋コンクリート離散ひび割れを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集 No.442/V-16, pp.171-179, 1992.2
- [5-3] 福浦尚之, 前川宏一: RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰返し履歴モデル, 土木学会論文集 No.564/V-35, pp.291-295, 1997.5
- [5-4] 前川宏一, 福浦尚之: 擬似直交二方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集 No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11
- [5-5] 福浦尚之, 前川宏一: 非直交する独立 4 方向ひび割れ群を有する平面 RC 要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集 No.634/V-45, pp.177-195, 1999.11
- [5-6] Comite Euro-International du Beton: CEB-FIP MODEL CODE 1990, Thomas Telford, pp.52-65, 1998
- [5-7] 土屋智史, 三島徹也, 前川宏一: 高強度構成材料を用いた RC 梁部材のせん断破壊と数値性能評価, 土木学会論文集 No.697/V-54, pp.65-84, 2002.2
- [5-8] 株式会社フォーラムエイト: UC-win/COMD・動的非線形解析セミナー資料, 2006
- [5-9] 株式会社フォーラムエイト: UC-win/COMD エンジニアリングノート (ソフト内解説), 2006
- [5-10] 竹内克己, 望月洵, 小野里憲一, 谷本和彦: $\sigma B=400\text{kgf/cm}^2$ レベルの連層耐震壁の変形と強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.299-300, 1993.9
- [5-11] 竹原雅夫, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝行: 有開口連層耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解

- 析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15 No.2, pp.1197-1200, 1993
- [5-12] 鈴木章司, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝行: 正負繰返し水平力をうける耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.307-308, 1993.9
- [5-13] 三木朋広, Manakan LERTSAMATTIYAKUL, 二羽淳一郎: 格子モデルによる軸力と曲げを受ける RC 柱部材の塑性変形性能, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.23 No.3, pp.199-204, 2001
- [5-14] 渡辺一弘他: 杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究 (その 1~6), 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.395-406, 2001.9
- [5-15] 渡辺一弘他: 杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究 (その 7~11), 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.573-582, 2002.8
- [5-16] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001
- [5-17] R. Park and T. Paulay: Reinforced Concrete Structures, JOHN WILEY & SONS, Inc. 1975
- [5-18] 真田靖士, 壁谷澤寿海: 早期にせん断破壊する RC 耐震壁の局所せん断力から推察される水平抵抗機構, 日本建築学会 土木学会 構造工学論文集 Vol.53B, pp.95-100, 2007.3

第6章 解析的研究 2：抵抗機構モデルによる水平力抵抗機構の解明

6.1. はじめに

4章の実験考察及び5章の数値解析では、耐震壁に通常の曲げによる抵抗機構とは異なる抵抗機構が形成される事を裏付ける情報が、以下のように得られている。

＜実験試験体から得られた知見＞

- 基礎梁下端域まで進展する曲げせん断ひび割れに沿って、耐震壁、基礎梁の一部、圧縮杭が回転変形する挙動が確認されている。
- 基礎梁上端筋の伸び量と 1F 引張柱の伸び量に関連性がある。
- 基礎梁上端筋の伸びによって 1F 耐震壁のせん断変形成分が増大する。
- 平面保持仮定を想定した場合と比べ、水平耐力が低下する。

＜数値解析＞

- 基礎梁上端筋降伏後、耐震壁から基礎梁へと伝達される外力の分布はほぼ一定となる。

ゆえに、本章ではこれらの情報から、簡単なモデルによって耐震壁と杭基礎の相互抵抗機構を再現する事を目標とし、図 6-1に示すような抵抗機構モデルを提案する。4章の実験考察及び5章のマクロモデルによる数値解析の結果より、いずれの試験体に関しても、通常の曲げとは異なる耐震壁の抵抗機構が耐震壁（及び杭基礎梁の一部）に形成されている事が確認されている。本章では、この抵抗機構を剛体回転機構と定義した。図 6-1に曲げ機構と共に概念図を示す。

剛体回転機構では、曲げせん断ひび割れを横切る形で配筋される基礎梁上端筋が、水平力抵抗要素として組み込まれる点が大きな特徴である。また、曲げ機構では、圧縮柱脚部を中心として曲げ変形が進展する為、最終的に圧縮柱脚部の損傷が大きくなると考えられるが、剛体回転機構では、基礎梁下端域が回転中心となる為、圧縮柱脚部の損傷は曲げ機構よりも軽減されるものと考えられる。即ち、小型試験体の破壊性状は曲げ機構と対応しており、大型試験体の破壊性状は剛体回転機構と対応している。

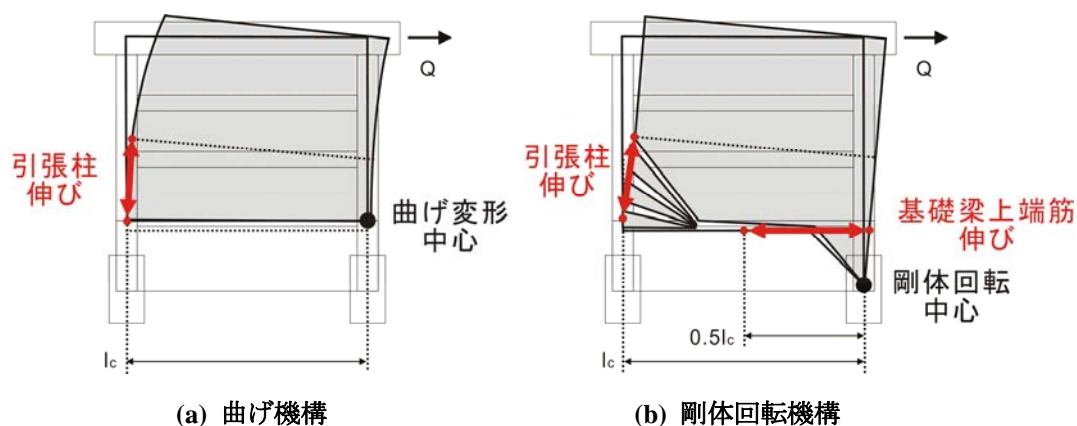


図 6-1 抵抗機構モデル

6.2 抵抗機構モデルの釣合条件

6.2.1 剛体回転機構

図 6-2に基礎梁下端部まで達する耐震壁の曲げせん断ひび割れに沿って切り出した自由体を示す。大型試験体の実験結果から、曲げせん断ひび割れは、1F耐震壁の全ての横補強筋を横切りながら、耐震壁脚部まで進展し、壁脚から基礎梁下端までは45度方向にひび割れ面が進展するものとした。ひび割れ面における骨材の噛み合い作用や鉄筋のダウエル効果を一切無視して考えると、基礎梁下端圧縮域を中心とした外力の釣合を考える事で、以下のような算定式が求められる。このようにモーメントの釣合を求める手法は、テンションシフト時に梁部材等の引張鉄筋の負担引張力を算定する手法とほぼ同等である。

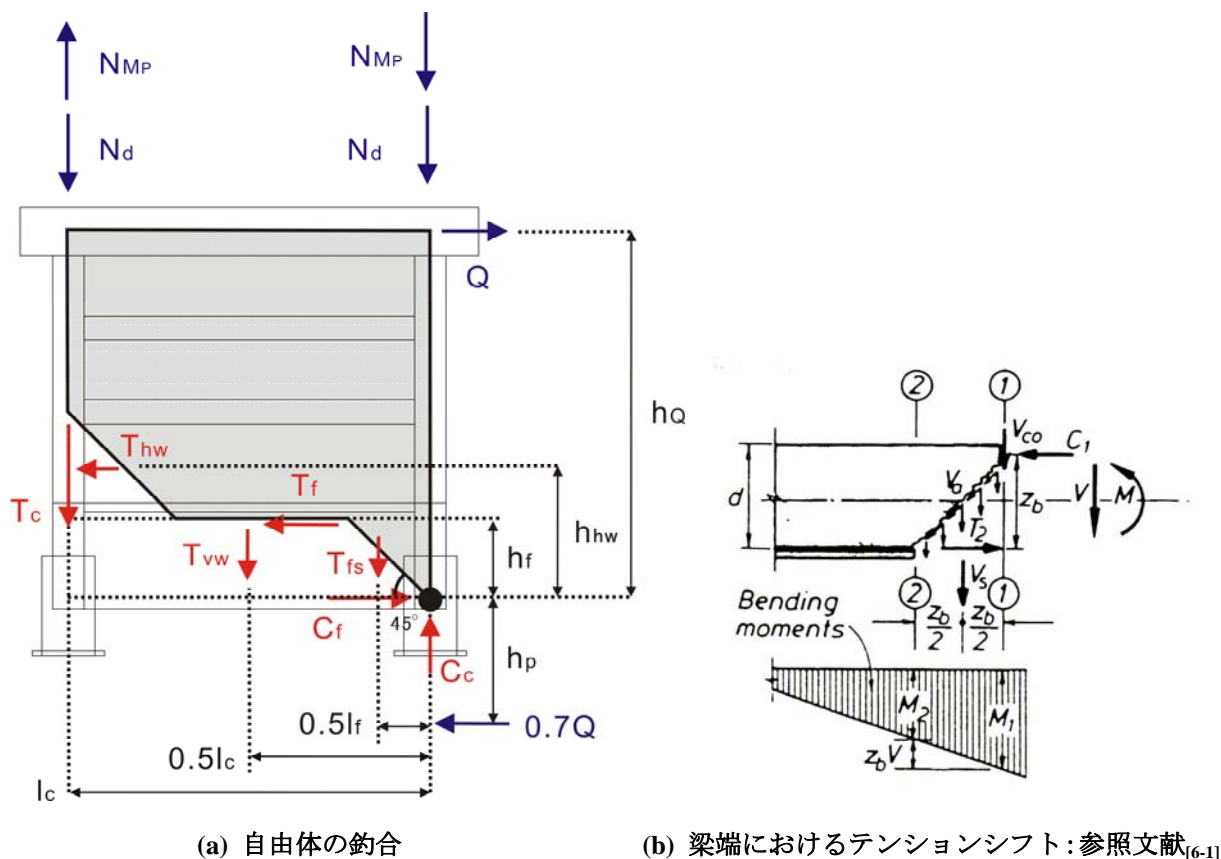


図 6-2 剛体回転機構の釣合と梁部材におけるテンションシフトのメカニズム

$$Q \cdot h_q + (N_{M_p} - N_d) \cdot l_c + 0.7Q \cdot h_p = T_c \cdot l_c + T_{vw} \cdot 0.5l_c + T_{hw} \cdot h_{hw} + T_f \cdot h_f + T_{fs} \cdot 0.5h_f \quad (6-1)$$

- Q : 耐震壁の曲げ降伏強度 (kN)
- N_d : 長期荷重 (kN)
- N_{M_p} : ジャッキによる変動軸力 (kN)
- T_c : 柱主筋の負担引張力 (kN)
- T_{vw} : 壁縦補強筋(1F 全て)の負担引張力(kN)
- T_{hw} : 壁横補強筋(1F 全て)の負担引張力(kN)
- T_f : 基礎梁上端の負担引張力(kN)

- T_{fs} : 基礎梁せん断補強筋（曲げせん断ひび割れ内）
 の負担引張力(kN)
 l_c : 柱中心間距離 (m)
 h_Q : 基礎梁下端筋から載荷梁中心高さまでの距離 (m)
 h_f : 基礎梁の主筋中心間距離 (m)
 h_{hw} : 基礎梁下端筋から 1F 耐震壁中心高さまでの距離 (m)
 h_p : 基礎梁下端筋から杭反曲点までの距離 (m)

6.2.2 曲げ機構

図 6-3に曲げ機構の自由体の釣合を示す。剛体回転機構と等しく、自由体の釣合から負担水平荷重が算定できる。壁脚を自由体の切断面として考えると、以下の釣合式が得られる。

$$Q \cdot h_{Q2} + (N_{M_p} - N_d) \cdot l_c = T_c \cdot l_c + T_{vw} \cdot 0.5l_c$$

(6-2)

h_{Q2} : 載荷梁中心位置から壁脚までの高さ

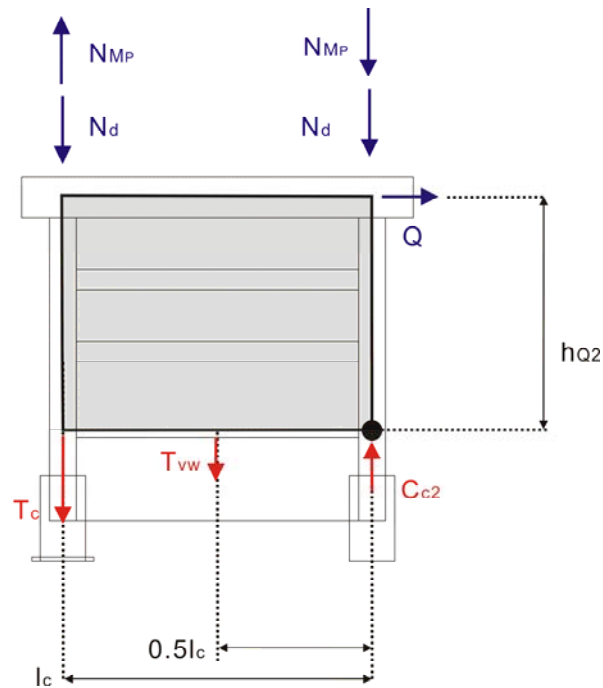


図 6-3 曲げ機構の釣合

6.2.3 各抵抗機構における引張柱主筋降伏時の負担水平荷重の算定

剛体回転機構及び曲げ機構の釣合式に基づいて、耐震壁の引張柱主筋降伏時における負担水平荷重をそれぞれの機構に関して算定する。なお、耐震壁の引張柱主筋降伏時には、壁横補強筋及び基礎梁せん断補強筋が負担する引張力は十分に小さいものとし、これらの寄与は無視する。また、引張柱主筋負担引張力は降伏強度を用い、壁縦補強筋の引張力は降伏強度の0.5倍とする。基礎梁上端に関しては、耐震壁曲げ降伏時において、ひび割れ時の引張力を保持するものとし、5章で用いたマクロモデルのA30S2モデルのコンクリートひび割れ時引張力（基礎梁せいは、かぶりの2倍を考慮し、スラブ幅に関しては、杭幅の2倍を考慮する）を用いた。

表 6-1に各抵抗機構モデルにおける、耐震壁の引張柱主筋降伏時における負担水平荷重を示す。MNW試験体に関しては、剛体回転機構による負担水平荷重と、曲げ機構による負担水平荷重の差が小さく、両抵抗機構が均衡していると考えられる。一方、MNWL試験体に関しては、剛体回転機構による負担水平荷重は、曲げ機構による負担水平荷重よりも10%近く小さい値となっており、剛体回転機構が卓越するものと考えられる。

また、表 6-2に実験及びマクロモデルを用いた数値解析の結果と比較したものを示す。今回提案した剛体回転機構と曲げ機構のうち、卓越する抵抗機構を適切に選択する事によって、複雑なマクロモデル等を用いる事なく、マクロモデルと同等の精度で、耐震壁の引張柱主筋降伏時の負担水平荷重を予測できる事が分かった。

表 6-1 自由体の釣合から求めた耐震壁の引張柱主筋降伏時における負担水平荷重

(a) 剛体回転モデル				(b) 曲げモデル			
	MNW	MNWL	unit		MNW	MNWL	unit
Nd	133.3	353	kN	Nd	133.3	353	kN
NMp	2.24Q	1.52Q	kN	NMp	2.24Q	1.52Q	kN
Tc	107.6	356.2	kN	Tc	107.6	356.2	kN
Tvw	50.4	113.3	kN	Tvw	50.4	113.3	kN
Thw	0	0	kN	lc	1.8	3	m
Tf	126.9	222.5	kN	hq	2	3.08	m
Tfs	0	0	kN	hf	0.395	0.763	m
lc	1.8	3	m	hhw	0.663	1.15	m
hq	2	3.08	m	hp	0.558	0.873	m
hf	0.395	0.763	m				
hhw	0.663	1.15	m	Q	82.4	299.0	kN
hp	0.558	0.873	m				
				Q	86.0	336.9	kN

表 6-2 実験結果との耐震壁曲げ耐力の比較

		解析			実験
		剛体回転	曲げ	マクロ	
引張柱主筋降伏時の 水平荷重 (kN)	MNW	82.4	86.0	82.6	85.3
	MNWL	299.0	336.9	304.5	278.3
実験値に対する比率 (%)	MNW	96.6	100.8	96.8	
	MNWL	107.4	121.0	109.4	

6.3. 抵抗機構モデルにおける変形の適合性

6.2 の検討において、5 章で示した複雑なマクロモデルを用いる事なく、各抵抗機構の釣合式から、引張柱主筋降伏時の負担水平荷重が算定できる事を示した。本節では、さらに各抵抗機構モデルの変形の適合性を考慮し、水平荷重-1F 耐震壁曲げ変形角関係を算定する。

6.3.1 剛体回転機構

図 6-2 の自由体が、 θ だけ回転したものとすると、1F 引張柱の伸びを示す A 点と基礎梁上端筋の伸びを示す B 点の座標は、図 6-4 に示すように推移する。

A 点

$$\begin{aligned} X_A &= \theta \cdot (h_f + h_{1F}) \\ Y_A &= \theta \cdot (l_c) \end{aligned} \quad (6-3)$$

B 点

$$X_B = \theta \cdot h_f \quad (6-4)$$

A 点と C 点の元の座標を図 6-4 に示すように決めると、1F 引張柱の伸び量及び基礎梁上端筋の伸び量の関係は以下のように算定できる。

$$\begin{aligned} E_{column} &= \sqrt{X_A^2 + (h_{1F} + Y_A)^2} - h_{1F} \\ E_{beam} &= X_B \end{aligned} \quad (6-5)$$

以上の算定式から、引張柱の伸びと基礎梁上端筋の伸びの関係は次式で表される。

$$\left\{ (h_f + h_{1F})^2 + l_c^2 \right\} \left(\frac{E_{beam}}{h_f} \right)^2 + 2h_{1F}l_c \left(\frac{E_{beam}}{h_f} \right) + \left\{ h_{1F}^2 - (E_{column} + h_{1F})^2 \right\} = 0 \quad (6-6)$$

$E_{beam} > 0$ より、基礎梁上端筋の伸びは最終的に以下の式で表される。

$$E_{beam} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6-7)$$

但し、

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(h_f + h_{1F})^2 + l_c^2}{h_f^2} \\
 b &= 2 \frac{h_{1F} l_c}{h_f} \\
 c &= h_{1F}^2 - (E_{column} + h_{1F})^2
 \end{aligned}
 \tag{6-8}$$

また、基礎梁上端筋の伸びを負担する長さ l_{beam} をとすると、引張柱と基礎梁上端筋の伸びはそれぞれ以下のように表す事ができる。なお、本研究では、実験結果を基に基礎梁上端筋の伸びを負担する長さ l_{beam} を $0.5l_c$ （基礎梁スパン中心位置から圧縮杭中心軸まで距離）として算定した。

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{column} &= \frac{E_{column}}{h_{1F}} \\
 \varepsilon_{beam} &= \frac{E_{beam}}{l_{beam}}
 \end{aligned}
 \tag{6-9}$$

本実験では、計測の関係上、剛体回転による耐震壁の回転成分も、曲げ変形またはせん断変形のいずれかとして計測される。1F耐震壁の曲げ変形角は以下の算定式から求められる。なお、圧縮柱の縮みは、引張柱の伸びに対して非常に小さいものと考え、無視している。

$$Drift_{flexure} = \frac{E_{column}}{l_c \cdot h_{1F}} \times \frac{1}{2} h_{1F}
 \tag{6-10}$$

以上の検討により、引張柱のひずみが決まると、基礎梁上端筋ひずみ、壁縦筋ひずみ（引張柱の1/2のひずみとする）が決まり、5章と同様に、岡村・前川らの材料構成則を用いる事で、各鉄筋が負担する引張力を算定する事ができる。その結果、自由体の釣合式(6-1)を用いる事で負担水平荷重が算定され、式(6-10)からは、1F耐震壁の曲げ変形角が求められる為、剛体回転機構による水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係が求まる。また、引張柱のひずみと基礎梁上端のひずみの関係は線形関係になっており、耐震壁の変形に応じて基礎梁上端筋の伸びが増大する。

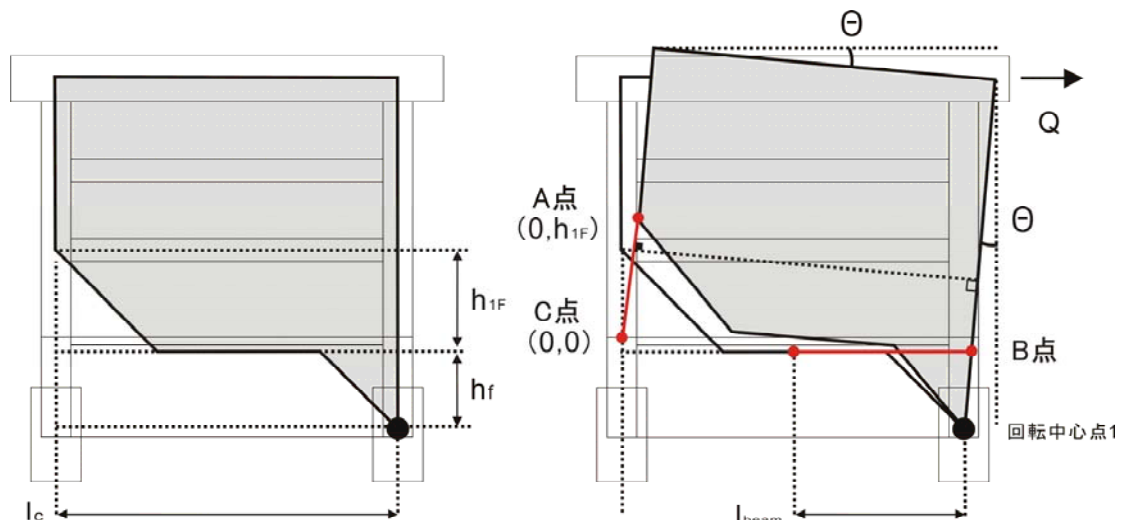


図 6-4 自由体の回転と基礎梁上端筋の伸び

6.3.2 曲げ機構

曲げ機構に関しても、引張柱主筋のひずみ量を決めれば、剛体回転機構と同様に算定式(6-10)から曲げ変形角が計算できる。また、壁縦筋のひずみに関しては、剛体回転機構と同様に引張柱ひずみの 1/2 とする。ひずみ量からは、各鉄筋が負担する引張力が算定される為、釣合式より水平荷重—1F耐震壁曲げ変形角関係が求まる。

6.3.3 水平荷重—1F耐震壁曲げ変形角関係

図 6-5に剛体回転機構及び曲げ機構における水平荷重—1F耐震壁曲げ変形角関係を示す。ある曲げ変形角を与えた時、より負担水平荷重の小さいモデルが実際に試験体において形成される抵抗機構となる。これを実抵抗モデルとする。実抵抗モデルの荷重—変形関係は図 6-5に示す通りであり、MNW試験体に関しては、曲げ変形角 0.16%付近で、回転中心位置が推移し、剛体回転機構から曲げ機構に、抵抗機構が変化している。一方、MNWL試験体に関しては、終始、剛体回転機構が形成されている事が分かる。

また、図 6-6に示すように、実抵抗モデルによる水平荷重—1F耐震壁曲げ変形角関係は実験結果やマクロモデルによる解析結果を若干弱めに評価するものの、実抵抗モデルによって想定される最終的な耐震壁の破壊形式と、実験や数値解析で確認された破壊形式とは一致しており、本解析手法を用いる事によって、耐震壁の荷重—変形関係や破壊性状を容易に予測する事が可能になる。耐震壁の負担水平荷重が過小評価される原因としては、耐震壁横補強筋及び基礎梁せん断補強筋の寄与を無視している事や、1F引張柱のひずみが平均ひずみで表される為、ひずみ硬化域における応力増分が期待できない事などが考えられる。

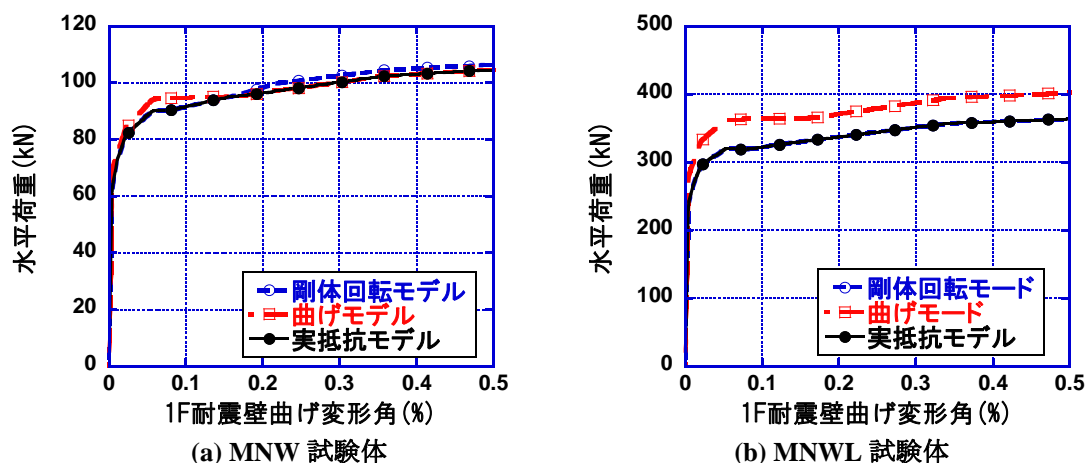


図 6-5 実抵抗モデル

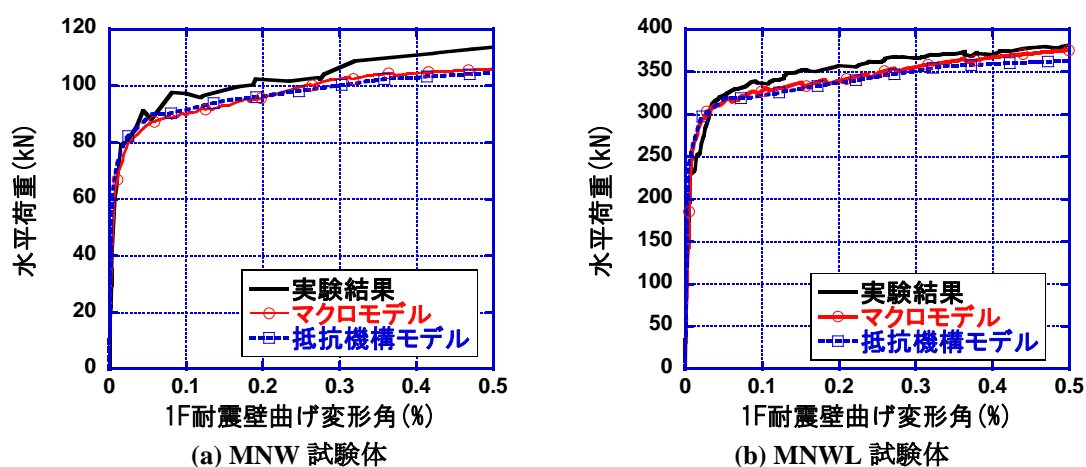


図 6-6 水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係

6.3.4 基礎梁上端の平均ひずみと 1F耐震壁曲げ変形角の関係

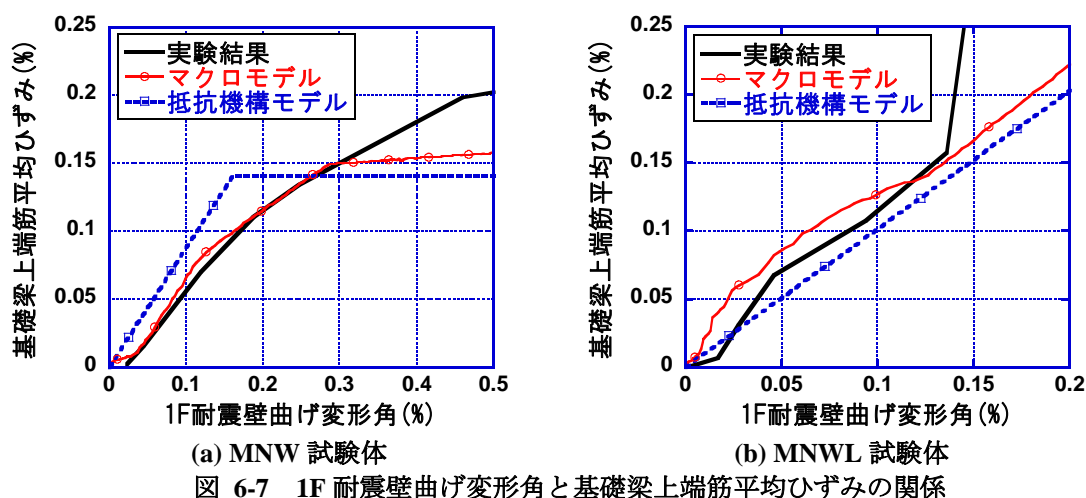
剛体回転機構では、基礎梁上端の伸び量と 1F引張柱の伸び量の間に幾何学的な関係がある事を、6.3.1で既に述べた。図 6-7に基礎梁上端の平均ひずみ－1F耐震壁曲げ変形角関係を示す。

MNWL 試験体に関しては、基礎梁上端筋のひずみが弾性域（降伏ひずみ 0.19%）に至るまでは、剛体回転モデルを用いる事で、基礎梁上端筋の平均ひずみを非常に精度良く求める事ができる。上端筋降伏後に関しては、実験の平均ひずみは、ひずみゲージを用いて計算している事もあり、解析結果と一致しなくなるが、マクロモデルによる平均ひずみと剛体回転モデルによる平均ひずみは概ね一致しており、剛体回転モデルを用いた検討で十分に基礎梁の損傷を予測できる事が分かる。

一方、MNW試験体に関しては、抵抗機構が剛体回転機構から曲げ機構に変化する為、機構が変化した後は、耐震壁の曲げ変形が増加しても、基礎梁上端筋には伸びが発生しなくなり、実験における損傷を過小評価する事となった。但し、図 6-5(a)に示すように、剛体回転機構と曲げ機構の負担水平荷重が近接しているので、抵抗機構の変化は、図 6-7(a)に示すように急激に行われる訳ではなく、実際には二つの抵抗機構が同時に形成されているものと考えられる。但し、詳細な設定を行ったマクロモデルの解析結果にも同様の挙動が見られる事から、抵抗機構モデルは基礎梁上端筋のひずみ量进行评估する上で十分な精度を有していると考えられる。

4章及び5章では、基礎梁上端筋のひずみ分布を得る為に、基礎梁に作用する3つのモーメントと軸力を考える必要があり、その算定が非常に煩雑であった。しかしながら、本章で用いた抵抗機構モデ

ルでは、耐震壁側から伝達される力を考える事で、間単かつ精度良く基礎梁上端筋のひずみを概算する事が可能となっている。



6.3.5 水平荷重－1F耐震壁変形角の算定

6.3.4 で算定した水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係を用いて、水平荷重－1F耐震壁層間変形角関係を算定する事ができれば、非常に簡便で有効な手段となる。その為に、まず水平荷重－1F耐震壁せん断変形角関係を算定する。ここで用いるのは、耐震壁の曲げひび割れ及び曲げ降伏による水平剛性の低下を評価できる鉄筋コンクリート造耐震性能評価指針（案）・同解説_[6-2]に掲載されたモデルである。4 章でもこのモデルを用いた検討を行っているので、詳細は省略する。以下に、図 6-6の水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係の曲げひび割れ点及び曲げ降伏点を用いて算定した、水平荷重－1F耐震壁せん断変形角関係を示す。なお、曲げ降伏点に関しては、指針に従い、引張柱主筋が降伏した点ではなく、壁縦補強筋が降伏した点として計算した。

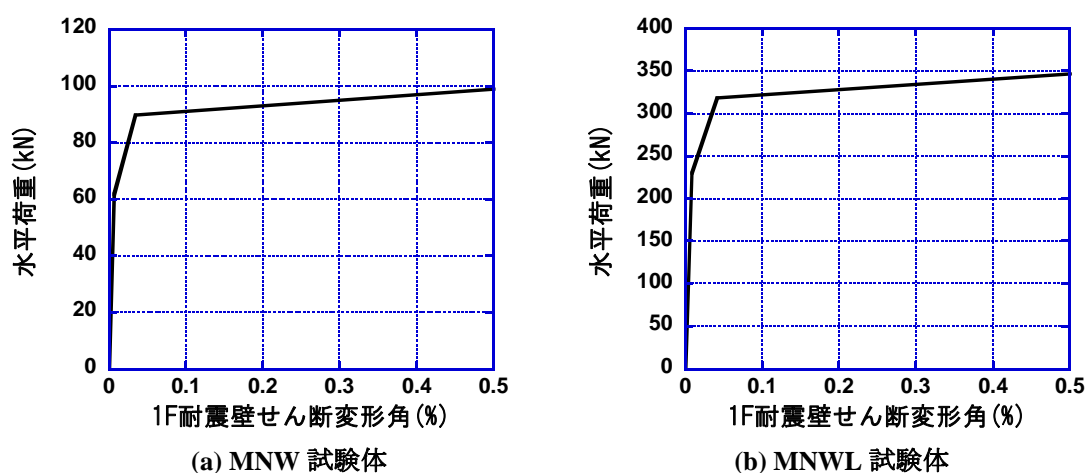


図 6-6に示す 1F耐震壁曲げ変形角と図 6-8に示す 1F耐震壁せん断変形角を足し合わせる事で、水平荷重－1F耐震壁変形角関係を算定する。水平荷重－1F耐震壁変形角関係を図 6-9に示す。また、曲げ変形角とせん断変形角の関係を図 6-10に示す。いずれの試験体に関しても、水平荷重－1F耐震壁変形角関係に関しては、実験結果の予測が可能である事が分かる。しかしながら、曲げ変形とせん断変形の

関係を見ると、MNW試験体に関しては、両者の関係は実験結果及びマクロモデルによる解析結果と一致しているものの、MNWL試験体に関しては、実験結果やマクロモデルによる結果から大きく外れている事が分かる。

図 6-11に示すように、本実験試験体では、「基礎梁上端域の伸び」と「剛体回転」によって、耐震壁に斜め方向の伸びが生じ、計測上、付加的なせん断変形が発生する。一方、鉄筋コンクリート造耐震性能評価指針（案）・同解説^[6-2]のモデルは壁脚固定の条件で算定される 1F耐震壁せん断変形角である為、このような付加的な変形は考慮する事ができない。ゆえに、基礎梁の損傷が比較的軽微で最終的な破壊モードが柱脚回転モデルとなるMNW試験体に関しては、既往の評価法でせん断の復元力特性を評価する事が可能であるが、基礎の損傷が大きく、破壊形式も通常の曲げ降伏型耐震壁とは異なる基礎回転モデルであったMNWL試験体に関しては、既往の算定法では水平荷重－1F耐震壁変形角関係の評価は難しい。

また、付加的なせん断変形は、引張柱近傍の曲げせん断ひび割れに集中する為、壁板自身のせん断変形は小さく、計測されるせん断変形と壁板の損傷が必ずしも一致しない事に留意する必要がある。

以上の検討によって、実験試験体の水平力抵抗機構を再現し、1F耐震壁の曲げに関する復元力特性や、基礎梁上端筋の平均ひずみ量を予測する手法を示したが、圧縮柱の損傷が大きく、基礎へのめり込み等が起こる架構や、耐震壁の損傷が複数階に渡る場合には、1F引張柱の伸び量と基礎梁上端筋の伸び量との線形関係が崩れるので本評価法を用いる事は困難である。また、剛体回転機構が耐震壁の抵抗機構として支配的になる場合に関しては、基礎梁上端域の伸びによる付加的なせん断変形を評価する必要がある。

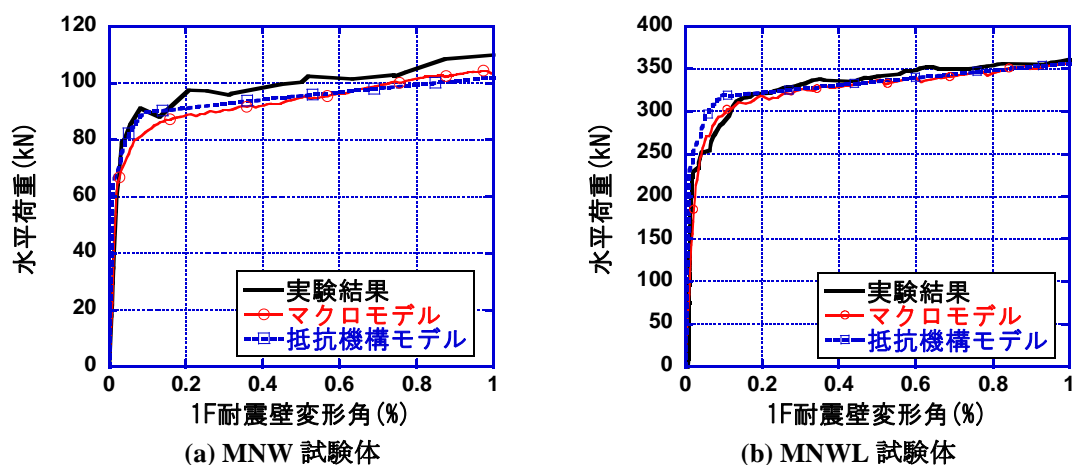


図 6-9 水平荷重－1F耐震壁変形角関係

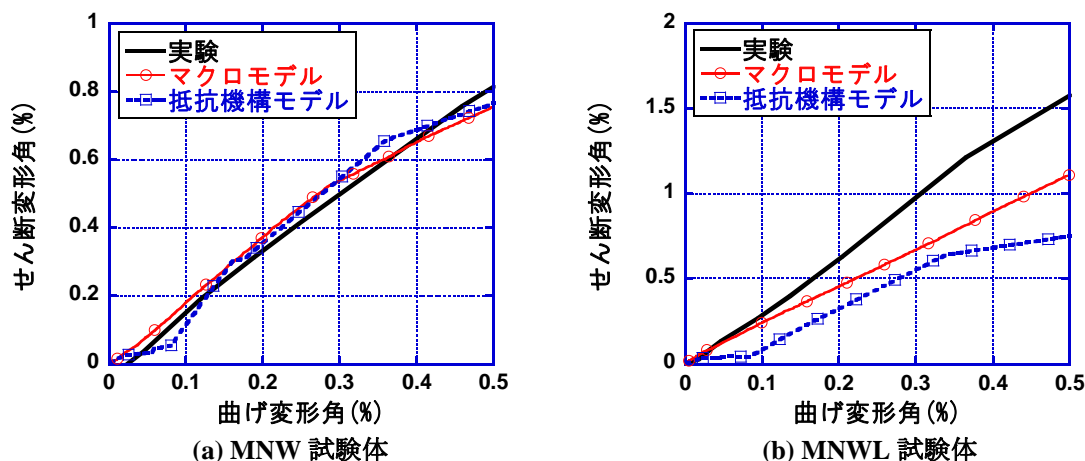


図 6-10 曲げ変形角とせん断変形角の関係

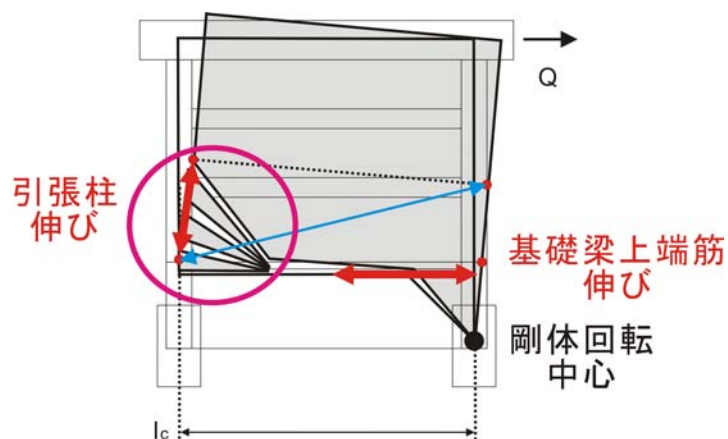


図 6-11 剛体回転機構によって生じる付加的なせん断変形

6.4. PCWL試験体に関する考察

6.3 までの検討で、一体打ち耐震壁に関しては、耐震壁と基礎梁の形状が決まれば、剛体回転機構における基礎梁上端筋の伸びと引張柱主筋の伸びの関係は一意に決まる事が分かった。そこで、プレキャスト試験体に関しても同様の議論が成り立つかどうかを確認する。実験結果（図 6-12）を見ると、小型試験体とは異なり、MNWL試験体とPCWL試験体の基礎梁上端筋のひずみ（伸び）と 1F耐震壁の曲げ変形角（1F引張柱の伸び）の関係は大きく異なっており、MNWL試験体と比べ、PCWL試験体では、同一の耐震壁曲げ変形角が与えられた時に、より大きな伸びが基礎梁上端に生じている。この原因を考察する為に、各試験体の破壊性状に着目する。

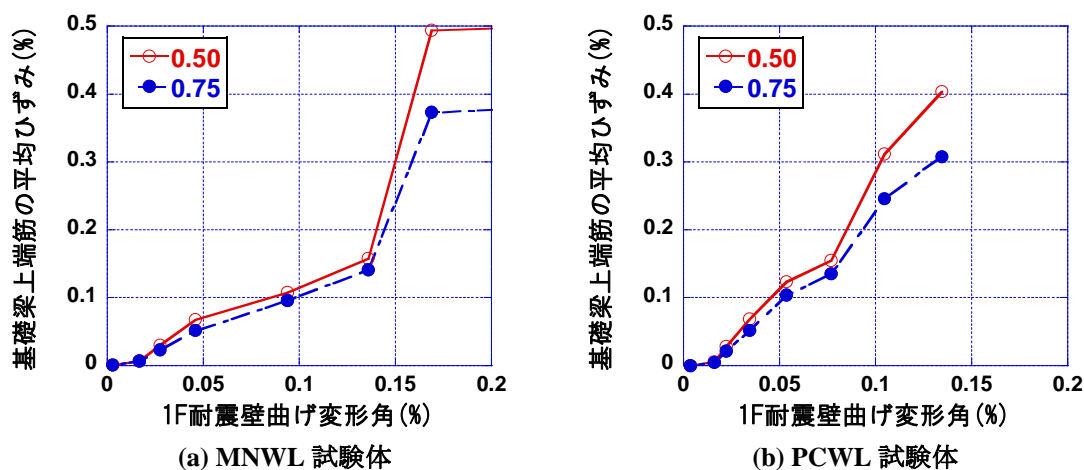


図 6-12 1F 曲げ変形角と基礎梁上端筋のひずみ量の関係

両試験体とも、耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れが基礎梁下端まで達し、その曲げせん断ひび割れに沿って耐震壁が変形するところは共通である。しかしながら、MNWL試験体に関しては、図 6-13(a)及び図 6-14(a)に示すように、曲げせん断ひび割れが引張柱近傍に集中しており、耐震壁を剛体として扱う事は妥当である。しかしながら、PCWL試験体に関しては、図 6-13(b)及び図 6-14(b)のように、水平及び鉛直目地を介して、実験初期から耐震壁中心付近や枠梁にもひび割れが多く形成される。その結果、耐震壁を剛体と見なす事ができなくなり、6.3.1 で考えた引張柱の伸びと基礎梁上端筋の伸びとの幾何学的な関係が成り立たなくなるものと考えられる。したがって、剛体回転モデル

を用いる為には、耐震壁の損傷が引張柱近傍に集中しており、耐震壁を剛体と見なせる事が条件となる事が分かる。ゆえに、本実験のように目地部分における滑りを許容する場合や、せん断ひび割れによる損傷が無視できない耐震壁を対象とする場合に関しては、別途、基礎梁上端筋の伸び量を評価する手法を考える必要があるものと考えられる。



(a) MNWL 試験体



(b) PCWL 試験体

図 6-13 MNWL 試験体と PCWL 試験体の破壊性状の違い

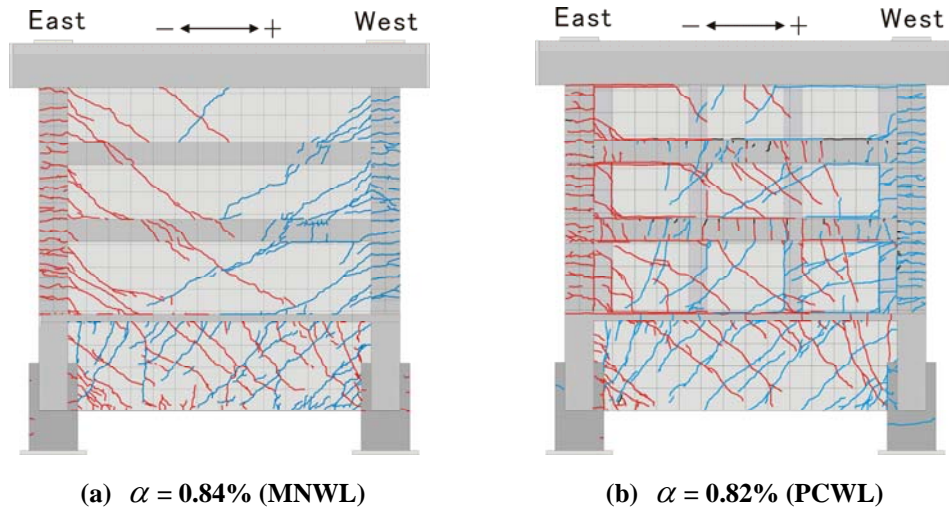


図 6-14 実験時における耐震壁のひび割れ (α は 1F 耐震壁変形角を表す)

6. 5. 抵抗機構モデルを用いた各部材の設計手法

以上の考察結果から、抵抗機構モデルによる耐震壁引張柱主筋の降伏時の負担水平荷重及び基礎梁上端筋の損傷の予測手法をまとめる。ここでは、1 スパンの連層耐震壁のみを対象とする。この提案手法を用いる事で、耐震壁に発生した曲げせん断ひび割れが、基礎梁下端まで進展する事によって低下する負担水平荷重の影響を考慮した 1F 耐震壁の水平荷重－耐震壁変形角関係と、耐震壁の曲げ変形に対応する基礎梁上端筋のひずみを算定する事ができる。但し、基礎梁下端筋の設計に関しては、抵抗機構モデルでは評価できないので、8 章で紹介する簡易マクロモデルを用いる必要がある。

(1) 抵抗機構モデルによる検討を行う為には、以下の情報が予め必要になる。

- 1F 柱の引張荷重－引張歪関係 (岡村、前川らによるテンションスティフニングモデル)
- 基礎梁上端筋の引張荷重－引張歪関係 (同上) (スラブの有効幅に関しては、各種基準に従う)
- 壁縦方向補強筋の引張荷重－引張歪関係 (トリリニアカーブ)
- 圧縮杭の反曲点位置と負担水平力の割合

(2) 剛体回転機構と曲げ機構の水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係を算定する。両者のうち、負担できる水平荷重が小さい方のモデル (実抵抗モデル) によって、耐震壁は水平荷重に抵抗するものと考え、水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係が求まる。なお、本研究では、剛体回転モデルにおける検討で必要になる基礎梁上端の変形負担長さに関しては、実験結果よりスパンの半分とした。

(3) 算定した水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係を用いて、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説に基づいて、水平荷重－1F 耐震壁せん断変形角を求める。但し、剛体回転機構が卓越する建物に関しては、「基礎梁上端の伸び」と「剛体回転」による付加的なせん断変形を算定する事ができない為、せん断変形成分の算定は困難である。

(4) 1F 耐震壁変形角は、曲げ変形及びせん断変形を足し合わせる事によって算定する。

(5) 以上の関係から、耐震壁の最大応答を定める事によって、基礎梁上端の最大引張ひずみ^{注1)}を算定する事ができ、基礎梁の損傷評価の一助になる。

注1) 最大引張ひずみは、基礎梁上端筋の変形負担長さによって決り、長さを長く取るほど、平均ひずみは小さくなる。本実験では、実験結果から耐震壁の柱中心間距離の半分を変形負担長さとするれば、基礎梁上端筋の降伏を精度良く予測できる事が分かっているが、7章で示す杭と地盤を付加したマクロモデルの数値解析を見ると、杭からの曲げ戻しモーメントの入力状態が実験試験体とは異なる為、圧縮杭側だけでなく、引張杭側においても、大きな引張ひずみが発生する事が確認されている。ゆえに、両杭が負担する杭頭モーメントの大きさの割合（基礎梁のモーメント分布）を考慮した変形負担長さの算定が必要となる。また、繰り返し載荷時には、引張杭側において、ひび割れによる上端筋の剛性低下や変形が残留する事が考えられ、その場合には、基礎梁上端筋の変形負担長さがより長くなる事も予測される。ゆえに、基礎梁の損傷を評価する上で、変形負担長さに関しては、十分に議論を行う必要があると考えられる。

6.6. まとめ

本章では、耐震壁の水平力抵抗機構として、曲げ抵抗機構とは別に、基礎梁下端筋圧縮域を中心として、曲げせん断ひび割れに沿って耐震壁が回転する剛体回転機構を提案した。剛体回転機構と曲げ機構を用いて、耐震壁の復元力特性及び基礎梁上端筋の損傷度（平均ひずみ）を予測する手法を示した。本章で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 幾何学的な変形と釣合式との関係から、各抵抗機構モデルの水平荷重－1F 耐震壁曲げ変形角関係を算定し、負担水平荷重が小さい抵抗機構モデル（実抵抗モデル）を選択する事で、耐震壁の荷重－変形関係を得る事ができることを示した。また、載荷実験において観測された耐震壁の破壊形式は、各抵抗機構モデルの変形状況から予測される破壊形式と一致した。
- 2) 剛体回転機構において、1F 引張柱の伸び量と基礎梁上端筋の伸び量の間に線形関係があると仮定する事で、1F 耐震壁曲げ変形角を用いて、基礎梁上端筋の平均ひずみを予測する手法を示した。実験結果と本手法による予測値を比較すると、剛体回転機構によって耐震壁が水平荷重に抵抗する MNWL 試験体に関しては、十分な精度で基礎梁上端筋の平均ひずみを予測する事ができたが、抵抗機構が、剛体回転機構から曲げ機構へと変化する MNW 試験体に関しては、実験結果を若干危険側に予測した。但し、耐震壁の抵抗機構が変化する事で、基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F 耐震壁の曲げ変形角との線形関係が崩れる挙動に関しては、再現する事ができた。また、PCa 目地を介して耐震壁内に多くの曲げせん断ひび割れが発生した PCWL 試験体に関しては、1F 引張柱の伸び量と基礎梁上端筋の伸び量の関係に、MNWL 試験体とは異なる傾向が見られるが、これは、耐震壁部分を剛体とみなせない事が原因であると考えられる。
- 3) 最終的に曲げ機構で耐震壁の破壊形式が決まる MNW 試験体に関しては、既往の算定法で水平荷重－1F 耐震壁せん断変形角関係を算定する事ができたが、基礎の損傷が大きく、剛体回転機構が

卓越する MNWL 試験体に関しては、既往の算定法では、実験結果や解析結果との相違が大きく、水平荷重－1F 耐震壁せん断変形角関係を求める事が難しい事を確認した。

- 4) 抵抗機構モデルを用いた考察から、基礎梁上端の設計（引張力－伸び関係）によって、耐震壁の抵抗機構が推移する事が分かった。また、最後に、抵抗機構モデルを用いた耐震壁、基礎梁上端筋及び圧縮杭の設計手法を示したが、設計上、限定される項目が多く、実際の設計においては、8章で説明する簡易マクロモデルによる検討を行う方が好ましい。

<6章 参考文献>

[6-1] T. Paulay, M.J.N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry buildings, 1992

[6-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004

第7章 解析的研究3：基礎梁の挙動が連層耐震壁－杭基礎－地盤系に与える影響

7.1. はじめに

5章では、提案したマクロモデルを用いる事で、実験で観測された試験体の水平力抵抗機構を再現し、耐震壁の復元力特性や基礎梁上下筋のひずみ分布を精度良く再現できる事を確認した。これにより、耐震壁及び基礎梁に関しては、その挙動を十分な精度で予測できる解析モデルが構築できたものとし、本章では、より現実的な境界条件及び載荷条件を与え、主に杭の挙動に焦点を当てた解析的検討を行う。

杭の反曲点位置や各杭の負担する水平せん断力の割合は、地盤や杭の条件（杭長さ、作用する軸力、曲げ耐力等）によって変化する事が知られているが、本研究のように、基礎梁に損傷が生じる場合には、杭頭固定度が低下し、杭のモーメント分布が影響を受けると考えられる。既往の研究^{[7-2][7-3][7-4]}では、基礎梁への入力モーメントを低減する為に、意図的に杭頭固定度を低下させた杭基礎を取り扱ったものはあるが、基礎梁の損傷による杭頭固定度の低下を考慮した研究はほとんど無い。ゆえに、マクロモデルを用いた数値解析を行う事で、基礎梁の変形の影響を踏まえた形で、杭の地震時の挙動を把握する事ができると考えられる。また、本実験では、杭の反曲点位置を固定し、圧縮杭及び引張杭の負担する水平せん断力の割合を一定に保った条件下で載荷を行ったが、これらの載荷条件及び境界条件が実状に即したものであったかどうか合わせて検討する。

具体的な手法としては、MNWL試験体の杭を支持地盤まで延長し、地盤の水平抵抗バネを付加した状態で、MNWL試験体と同じく、14F建物の耐震壁脚部 M-Q 関係を満足するような水平力及び変動軸力を与える。載荷方向は一方向であり、繰り返し載荷は行わない。

解析変数は、基礎梁の剛性及び強度とし、基礎梁のモデル化の手法によって、杭の挙動がどのように変化するのか検討する。曲げ検討モデルは、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説^[7-7]に従った設計法であり、軸力検討モデルは、この設計法とは別に、引張軸力のみを検討する設計方法である。いずれのモデルについても、耐震壁部分はMNWL試験体と共通とし、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルの基礎梁に関しては、基礎梁主筋以外の部分はMNWL試験体と共通とする。また、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルの基礎梁主筋の設計は、基礎剛モデルの解析結果を用いて行う事とする。また、杭に関しては、基礎梁剛モデルで設計を行い、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルの杭は基礎梁剛モデルと共通とする。

表 7-1 解析変数

基礎梁剛モデル	基礎梁を剛梁に設定
曲げ検討モデル	基礎梁はストラットとタイによって構成され、杭頭モーメント及び引張軸力(0.5Q)を用いて、基礎梁主筋を設計する。
軸力検討モデル	基礎梁はストラットとタイによって構成され、引張軸力(0.5Q)だけを用いて、基礎梁主筋を設計する。

7.2. 地盤のモデル化

地盤に関しては、図 7-1に示すように、渡辺らの研究^{[7-1][7-2]}で用いられた2種地盤を用いる事とした。杭頭からの杭長は実大相当で 29mである。解析モデルの杭は、試験体同様に矩形断面であるが、杭に作用する地盤反力は、円形杭を仮定し、実大にして 2000mmの直径を持つ杭として検討を行った。また、

解析モデルの縮尺が 1/4 となっているので、応力レベル及び変形を縮尺に応じて変更した。地盤の水平抵抗バネに関しては、実大にして深さ方向 1m ごとに設置した。以下に水平地盤反力－水平変形関係を示す。また、基準水平地盤反力係数及び塑性水平地盤反力の計算結果を表 7-2 に示す。粘性土に関しては、図 7-2 に示すように弾塑性としたが、砂質土に関しては、十分な強度を持つものとし、弾性とした。

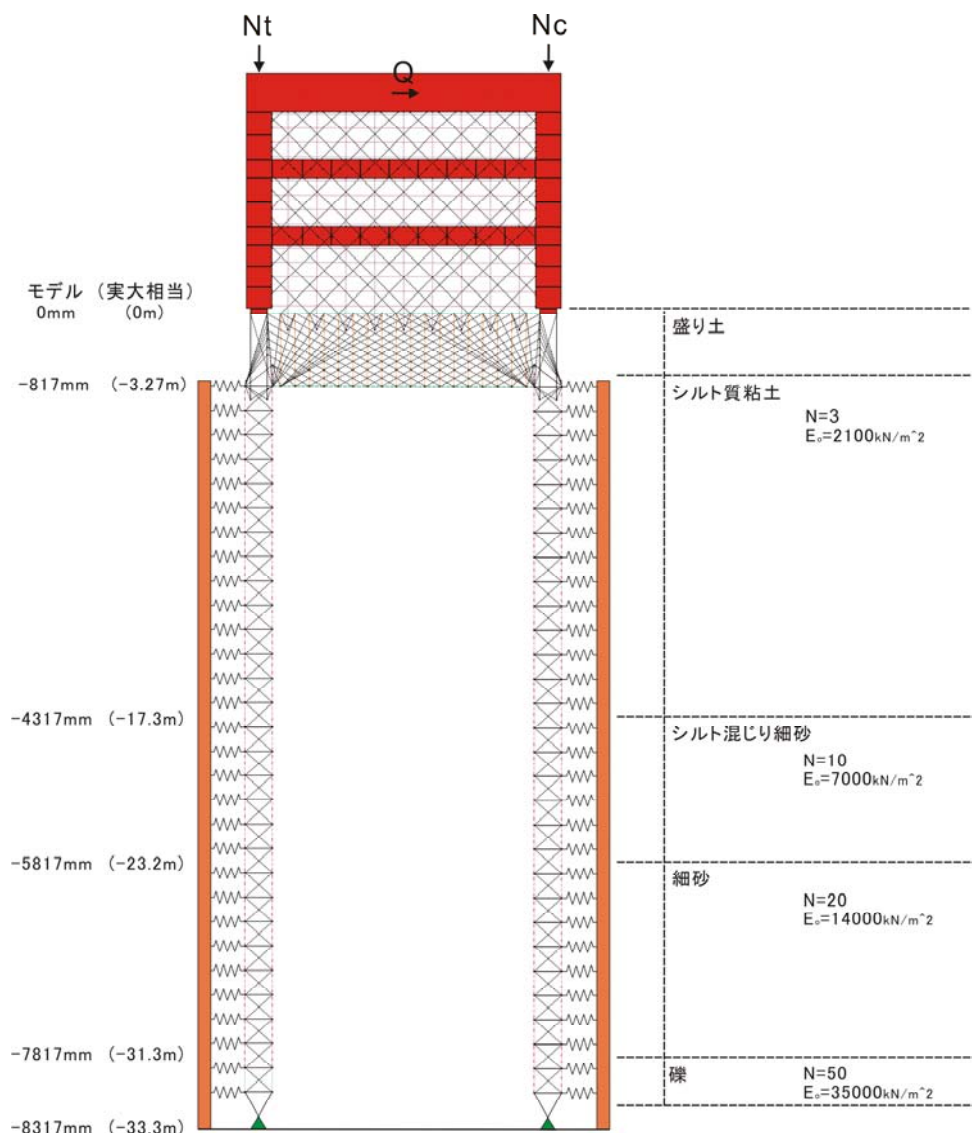


図 7-1 杭及び地盤を付加したマクロモデル

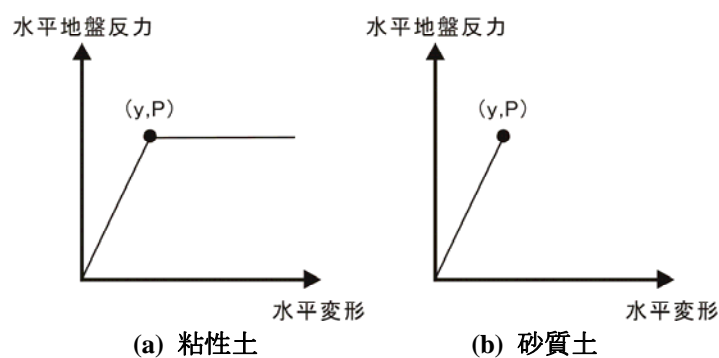


図 7-2 地盤水平抵抗バネの履歴

7.3. 杭のモデル化

杭に関しては、両端の軸方向バネを、5章において基礎梁上下筋をモデル化した手法と同じ手法で再現し、斜め方向のコンクリートストラットに関しては、圧縮力のみを負担するように設定し、モデル簡略化の為、圧縮剛性は軸方向バネ剛性の1000倍程度に設定した。また、軸バネに関しては、基礎梁剛モデルにおいて、耐震壁曲げ降伏と同時に引張杭の杭頭において曲げ降伏が起こるように主筋量を設定した。全主筋断面積の全断面に対する割合は、1.23%である。また、主筋の被り厚さに関しては、試験体モデルと同等である。なお、解析モデルには、想定建物から算定した基礎梁及び杭の自重を長期荷重として表7-2(c)に示すように各杭の節点に入力した。

表 7-2 杭に作用する水平地盤反力と水平変位の関係
(a) 地盤特性

実大							
m	cm			kN/m ²	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²
z	B	地層	N値	地盤の変形係数	地盤の単位体積重量	地盤の一軸圧縮強度	粘性土の非排水せん断強さ
深さ	杭径			地盤の変形係数	地盤の単位体積重量	地盤の一軸圧縮強度	粘性土の非排水せん断強さ
3.3	200	シルト質粘土	3	2100	16	70	35
4.3	200		3	2100	16	70	35
5.3	200		3	2100	16	70	35
6.3	200		3	2100	16	70	35
7.3	200		3	2100	16	70	35
8.3	200		3	2100	16	70	35
9.3	200		3	2100	16	70	35
10.3	200		3	2100	16	70	35
11.3	200		3	2100	16	70	35
12.3	200		3	2100	16	70	35
13.3	200		3	2100	16	70	35
14.3	200		3	2100	16	70	35
15.3	200		3	2100	16	70	35
16.3	200		3	2100	16	70	35
17.3	200	シルト混じり細砂	10	7000	18		
18.3	200		10	7000	18		
19.3	200		10	7000	18		
20.3	200		10	7000	18		
21.3	200		10	7000	18		
22.3	200		10	7000	18		
23.3	200	細砂	20	14000	18		
24.3	200		20	14000	18		
25.3	200		20	14000	18		
26.3	200		20	14000	18		
27.3	200		20	14000	18		
28.3	200		20	14000	18		
29.3	200		20	14000	18		
30.3	200		20	14000	18		
31.3	200	礫	50	35000	18		
32.3	200		50	35000	18		

備考

Eo=700N

quの半分とする

表 7-2 杭に作用する水平地盤反力と水平変位の関係

(b) 地盤反力係数と水平変位

実大		
mm	kN/m ²	kN/m ²
z 深さ	py 塑性水平地盤反力	kho 基準水平地盤反力係数
3.3	68	2369
4.3	117	2369
5.3	166	2369
6.3	215	2369
7.3	264	2369
8.3	313	2369
9.3	315	2369
10.3	315	2369
11.3	315	2369
12.3	315	2369
13.3	315	2369
14.3	315	2369
15.3	315	2369
16.3	315	2369
17.3	砂質土は、十分な強度を持っているものとして、塑性水平地盤反力を計算していない。	10530
18.3		10530
19.3		10530
20.3		10530
21.3		10530
22.3		10530
23.3		21059
24.3		21059
25.3		21059
26.3		21059
27.3		21059
28.3		21059
29.3		21059
30.3		21059
31.3		52648
32.3		52648

備考 Z<2.5B py=2(1+1.4(Z/B))Cu kho=80EoB^{-3/4} (砂質土)
Z>2.5B py=9Cu kho=60EoB^{-3/4} (粘性土)

実大				縮尺25%	
cm	kN/m ²	m	kN	kN	mm
y 塑性水平変形	p 塑性水平地盤反力	h 水平バネ間隔	P=p×B×h バネの抵抗力	P	y
0.029	68	1	136	8.5	0.072
0.049	117	1	234	14.6	0.123
0.070	166	1	332	20.8	0.175
0.091	215	1	430	26.9	0.227
0.111	264	1	528	33.0	0.279
0.132	313	1	626	39.1	0.330
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.133	315	1	630	39.4	0.332
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	1053	1	2106	132	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	2106	1	4212	263	0.250
0.100	5265	1	10530	658	0.250
0.100	5265	1	10530	658	0.250

y<1.0cmより、p=kho*y
で算定できる

表 7-2 杭に作用する水平地盤反力と水平変位の関係

(c) 基礎及び杭の重量

実大			縮尺25%			
m	kN	kN	mm	kN	kN	kN
z 深さ	杭重さ	基礎重さ	z 深さ	杭重さ	基礎重さ	1節点あたり
3.3	75.4	1808	817	4.71	113	58.9
4.3	75.4		1067	4.71		2.4
5.3	75.4		1317	4.71		2.4
6.3	75.4		1567	4.71		2.4
7.3	75.4		1817	4.71		2.4
8.3	75.4		2067	4.71		2.4
9.3	75.4		2317	4.71		2.4
10.3	75.4		2567	4.71		2.4
11.3	75.4		2817	4.71		2.4
12.3	75.4		3067	4.71		2.4
13.3	75.4		3317	4.71		2.4
14.3	75.4		3567	4.71		2.4
15.3	75.4		3817	4.71		2.4
16.3	75.4		4067	4.71		2.4
17.3	75.4		4317	4.71		2.4
18.3	75.4		4567	4.71		2.4
19.3	75.4		4817	4.71		2.4
20.3	75.4		5067	4.71		2.4
21.3	75.4		5317	4.71		2.4
22.3	75.4		5567	4.71		2.4
23.3	75.4		5817	4.71		2.4
24.3	75.4		6067	4.71		2.4
25.3	75.4		6317	4.71		2.4
26.3	75.4		6567	4.71		2.4
27.3	75.4		6817	4.71		2.4
28.3	75.4		7067	4.71		2.4
29.3	75.4		7317	4.71		2.4
30.3	75.4		7567	4.71		2.4
31.3	75.4		7817	4.71		2.4
32.3	75.4		8067	4.71		2.4

備考

7. 4. 基礎梁剛モデルのPushover解析

本節では、基礎梁を剛としたPushover解析を行い、基礎梁設計用の杭モーメント分布（杭頭モーメント及び杭反曲点位置）を算定する。破壊機構としては、耐震壁の曲げ降伏と同時に、引張杭が杭頭で曲げ降伏するように設定した。図 7-3に 1Fの水平荷重－変形角関係を示す。ここでは、1F層間変形角1.0%までの履歴を示す。また、耐震壁自体の変形量を表す 1F耐震壁変形角と水平荷重の関係も合わせて示す。両者の比較から、引張杭の伸び及び圧縮杭の縮みによる基礎梁の回転による変形成分が算定される。また、引張杭に関しては、耐震壁の曲げ降伏後、杭頭で曲げ降伏し、その後、引張杭地中部においても、曲げ降伏が起こっている。一方、圧縮杭に関しては、曲げ降伏は起こっていない。

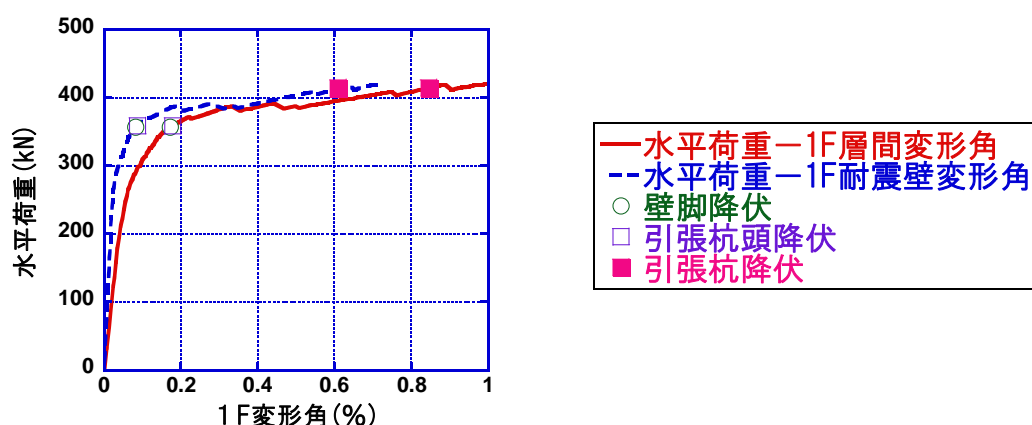


図 7-3 1F の荷重－変形関係

図 7-4に圧縮杭及び引張杭に作用するモーメントの分布を示す。引張杭及び圧縮杭とも杭頭は完全固定となっており、杭頭におけるモーメントが最大となっている。また、圧縮杭に関しては、曲げ降伏はしていない。圧縮杭の方がより大きい水平せん断力を負担する為、より深い位置までモーメントが作用している。また、図中に 1F層間変形角 1.0%時における地盤の塑性化の状況に関して示す。引張杭近傍では、中部の最大モーメント高さ付近まで、圧縮杭近傍では、シルト質粘土全体に渡って、地盤の塑性化が進んでいる事が分かる。

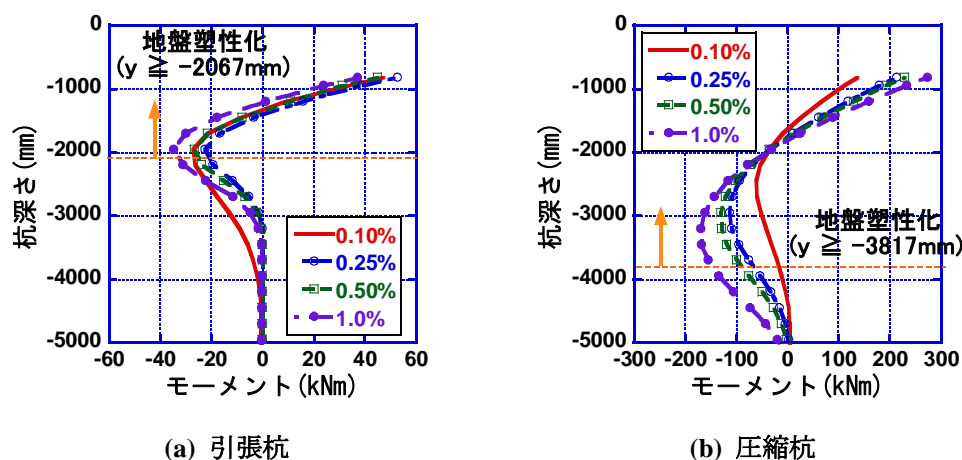


図 7-4 杭モーメント分布

以上の解析結果から、基礎梁主筋の設計に必要な杭頭モーメント及び耐震壁負担水平荷重を計算する。ここでは、基礎梁の曲げ降伏を許容しないように、1F層間変形角が 1.0%に至るまでに作用した最大杭頭モーメント及び耐震壁負担水平荷重を用いて、基礎梁の設計を行う。なお、設計方法は、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説^[7-7]に従う。基礎梁降伏モーメントの算定は、4章で用いた断面解析プログラムを用いて行った。曲げ検討モデル及び軸力検討モデルの基礎梁主筋量を表 7-3に示す。但し、4章では全てのスラブ筋を引張鉄筋として取り扱ったが、ここでは、5章のマクロモデルの解析結果に従い、杭幅の 2 倍をスラブの有効幅とし、この範囲内のスラブ筋のみを引張鉄筋として考慮した。また、せん断補強筋量に関しては、実験と同量とした。なお、今回の解析対象は、連層耐震壁のベースシェアーが 0.60（1F層間変形角 1.0%時）と、曲げ降伏型耐震壁としては水平耐力が大きい為、基礎梁主筋量も 1.0%を超える配筋となっている。

表 7-3 基礎梁主筋量の設計

		引張杭側 (下端筋)		圧縮杭側 (上端筋)		引張力	
基礎梁剛 モデル	解析結果から得られた最大杭頭モーメント	52.6	kNm	272.8	kNm		
	杭頭高さ	-817.0	mm	-817.0	mm		
	最大モーメント時反曲点位置	-1395.3	mm	-1800.7	mm		
	杭材軸における基礎梁モーメント	86.8	kNm	377.4	kNm		
	耐震壁最大水平荷重の0.5倍					210.3	kN
曲げ検討 モデル	基礎梁主筋量	0.85-D22		3.2-D22		4.05-D22	
	スラブ筋			8-D6			
	引張鉄筋比	0.27	%	1.22	%		
	降伏モーメント	86.6	kNm	375.4	kNm		
	降伏強度(引張)					534.4	kN
	安全率	99.7	%	99.5	%	254.2	%
軸力検討 モデル	基礎梁主筋量	0.85-D22		0.85-D22		1.7-D22	
	スラブ筋			8-D6			
	引張鉄筋比	0.27	%	0.48	%		
	降伏モーメント	86.7	kNm	158.0	kNm		
	降伏強度(引張)					224.3	kN
	安全率	99.8	%	41.9	%	106.7	%

7. 5. 全解析結果の比較検討

7. 5. 1 耐震壁の復元力特性

本節では、基礎梁剛モデル、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルの解析結果を示し、特に杭の挙動に着目して比較検討を行う。水平荷重－1F耐震壁変形角関係を図 7-5に示す。また、各モデルの耐震壁の曲げ降伏耐力及び最大耐力を表 7-4に示す。検討モデルに関しては、いずれも基礎梁剛モデルの曲げ耐力及び最大耐力を下回った。耐震壁曲げ降伏耐力に関しては、基礎梁上端筋量に関係無く、いずれのモデルに関しても、基礎梁剛モデルと比較し 15%程度減少した。最大耐力に関しては、基礎梁上端筋を多く配した曲げ検討モデルに関しては、低減率が 10%程度まで耐力が回復しているが、上端筋量の少ない軸力検討モデルに関しては、曲げ降伏時とほぼ同じ 15%程度の低減率となっている。この結果から、耐震壁の曲げ降伏強度に関しては、基礎梁上端筋量ではなく、基礎梁上端におけるコンクリートの引張強度によって決まるが、基礎梁上端にひび割れが発生した後にに関しては、基礎梁上端筋量によって、その後の耐震壁の履歴特性が変化する事が分かる。また、基礎梁剛モデルでは、基礎梁の回転変形による耐震壁の変形が比較的大きい割合（1F層間変形角 1.0%時に 1F耐震壁変形角は 0.72%程度）を占めていたが、検討モデルではその割合が減少しており、曲げ検討モデルでは、1F層間変形角 1.0%時に 1F耐震壁変形角は 0.87%程度であり、軸力検討モデルに関しては、1F層間変形角 1.0%時に 1F耐震壁変形角は 0.91%程度となっている。ゆえに、基礎梁の剛性低下に伴い、基礎梁の回転による変形の割合が減少し、耐震壁自体の変形が増大している事が分かる。

表 7-4 各モデルの耐震壁の曲げ降伏耐力及び最大耐力（1F 層間変形角 1.0%時）

耐力	曲げ降伏耐力 (kN)	最大耐力 (kN)
基礎梁剛モデル	356.5	420.5
曲げ検討モデル	308.2	379.3
軸力検討モデル	305.6	345.6

安全率	曲げ降伏時 (%)	最大耐力時 (%)
曲げ検討モデル	86.4	90.2
軸力検討モデル	85.7	82.2

基礎梁の損傷に関しては、基礎梁上端筋量が少ない軸力検討モデルに関しては、基礎梁上端にひび割れが発生した後、直ちに基礎梁上端筋が降伏している。また、基礎梁下端筋に関しては、いずれのモデルも耐震壁の曲げ降伏を待たずに降伏に至っている。ゆえに、軸力検討モデルに関しては、上端筋及び下端筋共に、耐震壁小変形時において塑性化が起こる為、上部構造と比べて、基礎梁の補修及び補強が困難である事を考慮に入れると、好ましい破壊形式ではない。また、曲げ検討モデルに関しても、基礎梁下端筋に関しては、軸力検討モデルと同様に早期に降伏する為、従来の平面保持の仮定に基づいた手法で評価するのは不適切である。基礎梁下端筋が早期に降伏に至った為、検討モデルに関しては、いずれも引張杭頭部の曲げ降伏は起こっていない。但し、本研究試験体では、パイルキャップと杭が一体化した形状となっている為、杭端面において応力集中が起こるが、実際には、パイルキャップの幅は杭よりも大きく、パイルキャップと基礎梁との端面は、実験試験体よりも基礎梁中心寄りに位置する事になる。その結果、基礎梁下端危険断面位置における入力モーメントが軽減され、基礎梁下端における応力集中の損傷が軽減される可能性がある。ゆえに、実際の設計では、杭とパイルキャップの形状に合わせた検討を行う必要があると考えられる。

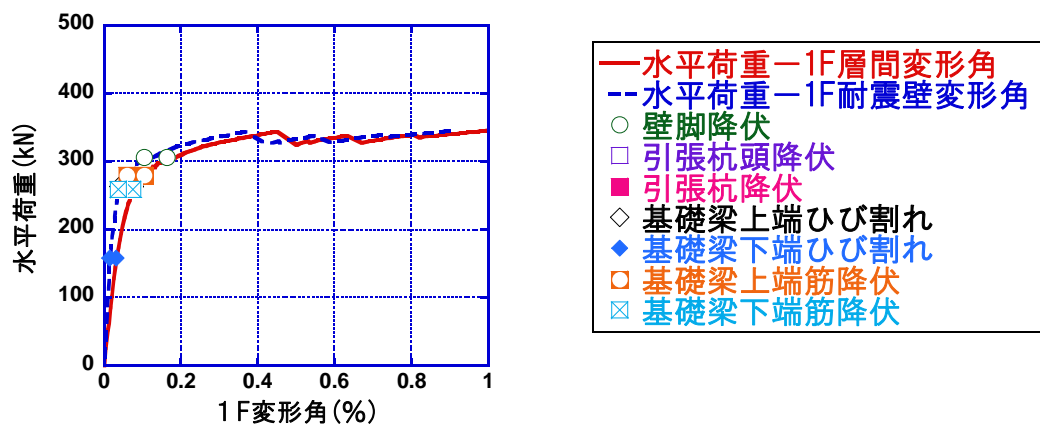
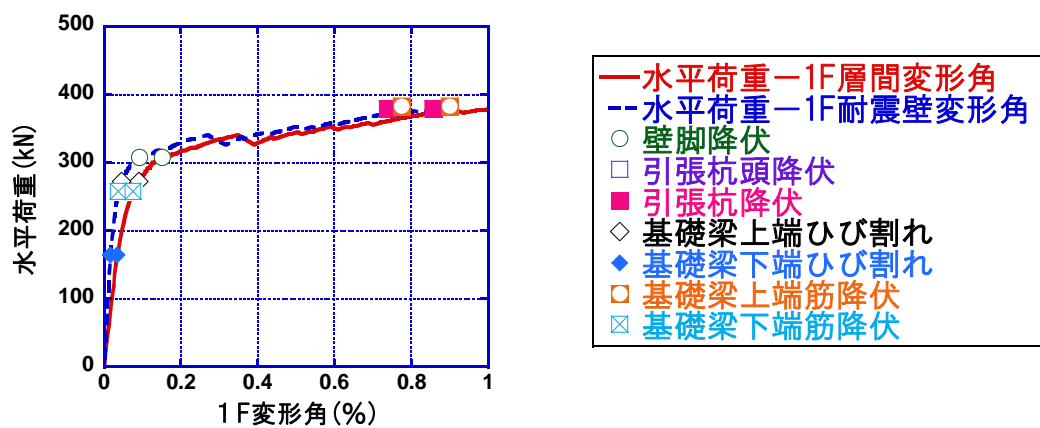
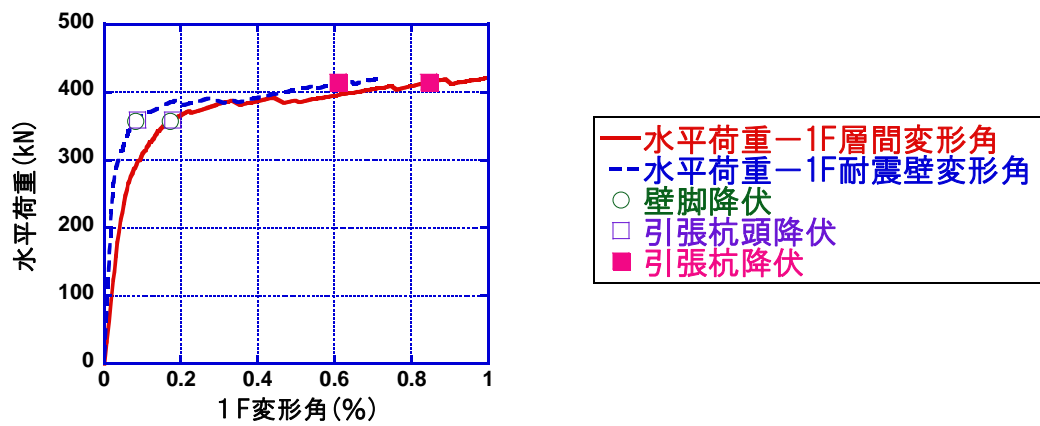


図 7-5 水平荷重-1F 変形角関係

図 7-6に 1F層間変形角 1.0%時における各モデルの変形状況を示す。基礎梁剛モデルと比較し、曲げ検討モデルや軸力検討モデルでは、基礎梁が大きく変形し、圧縮杭側及び引張杭側の直交梁の傾きが大きくなり、杭頭固定度が低下している事が分かる。また、5 章でも述べたように、基礎梁剛モデルでは、圧縮側柱の脚部にほぼすべてのせん断力が入力される為、圧縮側柱の脚部の曲げ変形が大きくなっているが、各検討モデルに関しては、耐震壁脚部を介して伝達されるせん断力の割合が増える為、圧縮側柱の損傷が軽減され、その曲げ変形量も小さくなっている。

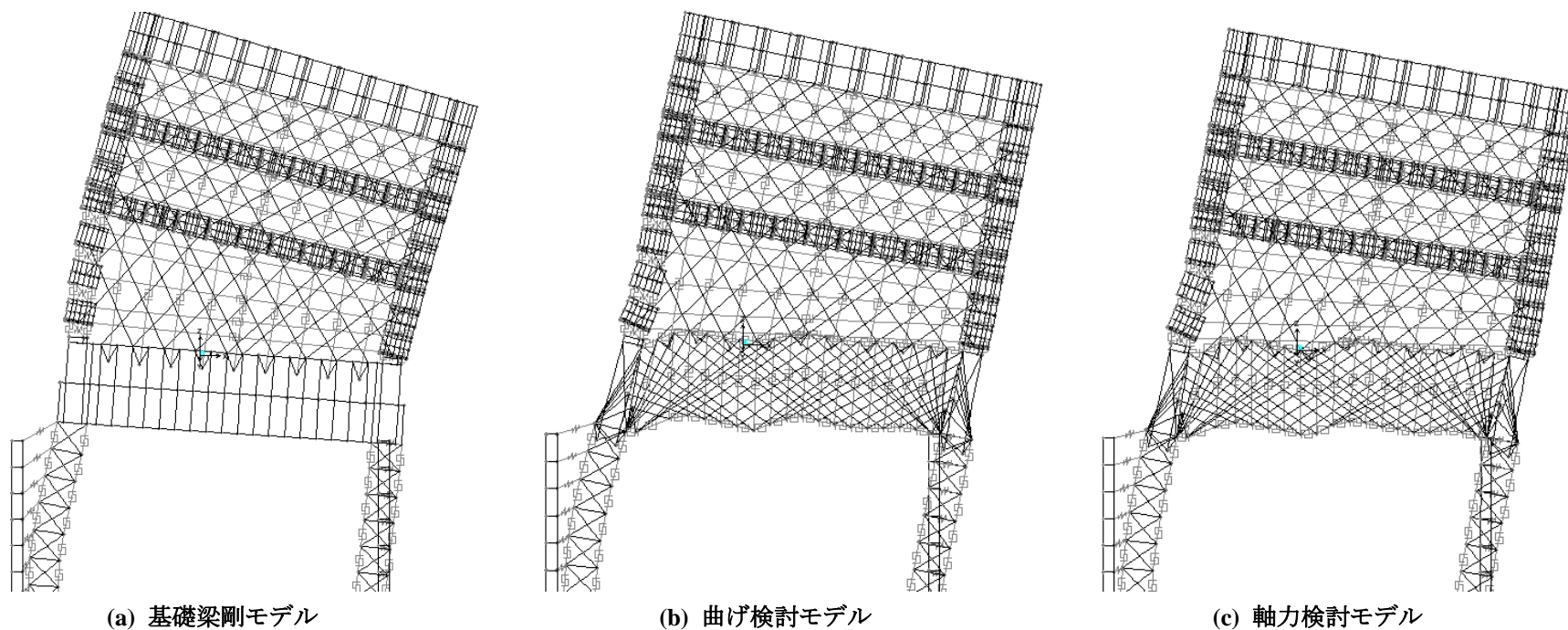


図 7-6 基礎梁及び耐震壁の変形 (1F 層間変形角 1.0% ×25 倍)

7.5.2 杭のモーメント分布

図 7-7及び図 7-8に引張杭及び圧縮杭のモーメント分布を示す。引張杭に関しては、基礎梁剛モデルでは、杭頭モーメントが最大となっているが、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルでは、杭中心部におけるモーメントが最大となっている。これは、基礎梁下端筋の降伏により、引張杭頭の固定度が低下した事が原因であると考えられる。ゆえに、基礎梁を剛として杭の設計を行うと、杭中心部におけるモーメント負担を危険側に評価し、予測外の損傷が生じる可能性があるので注意が必要である。また、杭頭固定度が低下するにつれ、既往の研究と同様に、反曲点高さが浅くなる傾向が確認できた。

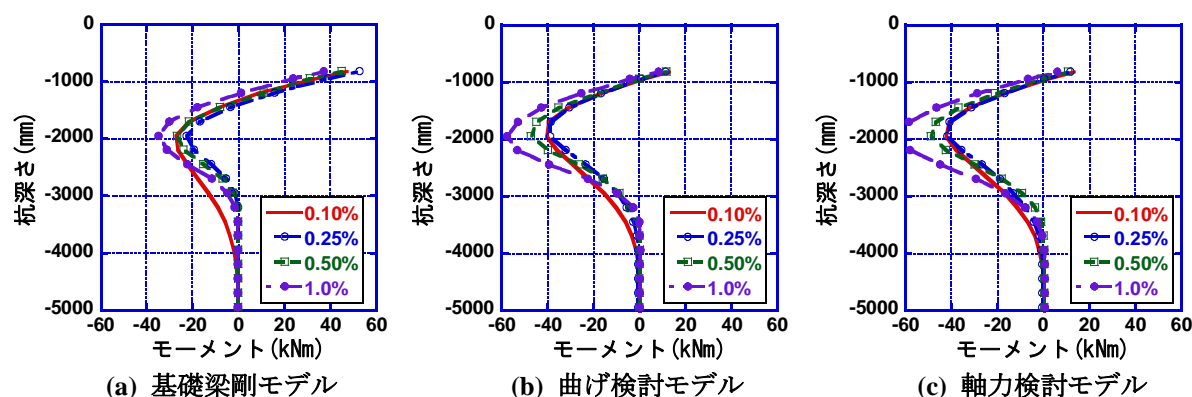


図 7-7 引張杭のモーメント分布

圧縮杭に関しても、引張杭と同様に、基礎梁上端部のひび割れや主筋降伏による剛性低下により、杭頭の固定度が低下する為、基礎梁剛モデルでは、杭頭において最大モーメントが観測されたが、曲げ検討モデル及び軸力検討モデルに関しては、杭中心部におけるモーメントが最大となった。これに伴い、反曲点高さも浅くなるが、基礎梁上端筋の曲げ耐力が低い軸力検討モデルでは、この傾向が特に顕著である。以上の検討から、杭の最適な設計を行う場合には、やはり基礎梁の剛性及び強度を適切に考慮する事が重要である事が分かる。

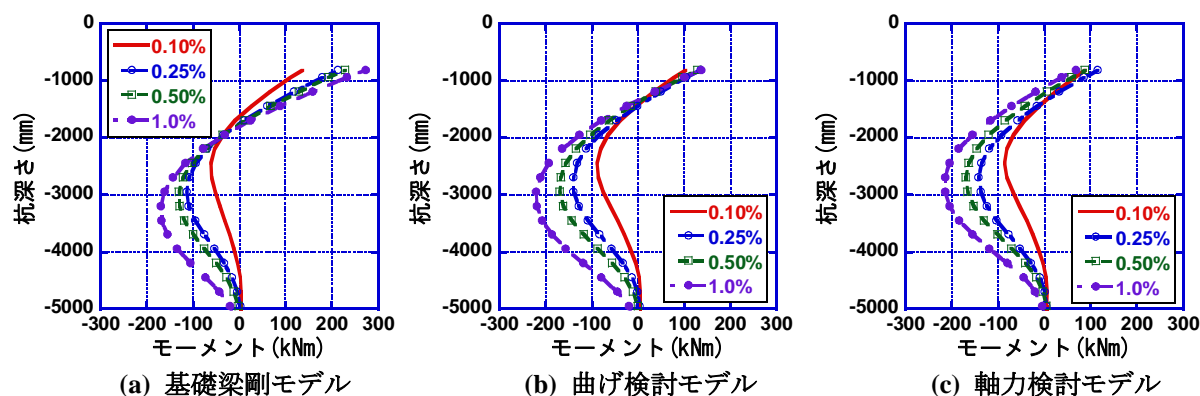


図 7-8 圧縮杭のモーメント分布

文献^[7-4]より、杭頭固定度を算定する。杭頭固定度は、杭頭固定時の杭頭モーメントに対する比率を表したものである。本章では、基礎梁剛モデルの負担モーメントが杭頭固定時のモーメントにあたる。表 7-5に各モデルの層間変形角 1.0%までに作用する最大モーメントによる杭頭固定度を示す。引張杭の負担するモーメントは、基礎梁剛モデルの2.5割程度、圧縮杭では4割から5割程度である。また、表 7-6に地中部における杭の負担モーメントの比率を示す。いずれの検討モデルでも、引張杭で基礎梁剛モデルの1.6~1.7倍、圧縮杭では1.3倍程度となった。ゆえに、基礎梁の変形を許容する事で、杭の

応力状態が大きく変化する為、基礎梁のモデル化を適切に行う事が重要である。

表 7-5 杭頭負担モーメント（杭頭固定度）

	引張杭		圧縮杭	
	最大モーメント (kNm)	杭頭固定度	最大モーメント (kNm)	杭頭固定度
基礎梁剛モデル	57.4	1.00	272.8	1.00
曲げ検討モデル	14.2	0.25	142.9	0.52
軸力検討モデル	14.1	0.24	116.0	0.43

表 7-6 地中部負担モーメント

	引張杭		圧縮杭	
	最大モーメント (kNm)	地中部最大 モーメント比	最大モーメント (kNm)	地中部最大 モーメント比
基礎梁剛モデル	-36.8	1.00	-170.1	1.00
曲げ検討モデル	-58.8	1.60	-220.5	1.30
軸力検討モデル	-62.9	1.71	-215.2	1.27

7.5.3 杭の反曲点深さと水平せん断力の負担割合

実寸法に変換した杭の反曲点高さをプロットしたものを図 7-9に示す。載荷実験において用いた反曲点高さは、基礎梁剛モデルの圧縮杭の深さとほぼ等しい為、基礎梁を剛とし、弾性杭を用いた場合の反曲点高さを模擬したものであるといえる。一方、他の杭に関しては、基礎梁の剛性低下に伴う杭頭固定度の低下や、杭自体の曲げ降伏が起こる為、反曲点高さは載荷実験で模擬したものよりも浅くなっている。これらの結果から、載荷実験において用いた条件は、杭の曲げ降伏を許容する架構を対象とする場合には、杭反曲点高さが深すぎる為、杭頭モーメントが増大し、基礎梁（主筋）にとって、実状よりも厳しい載荷条件になっていたものと考えられる。

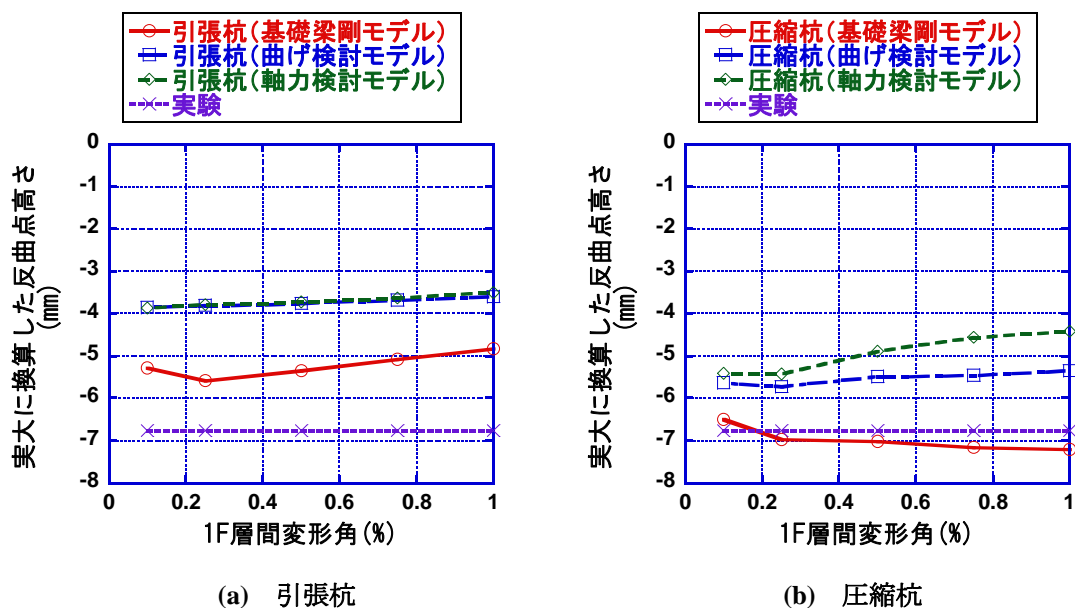


図 7-9 杭の反曲点深さ

図 7-10に各杭が負担する水平せん断力の割合と、1F層間変形角の関係を示す。基礎梁剛モデルでは、引張杭に曲げひび割れが発生すると、圧縮杭及び引張杭が負担するせん断力の割合が変化し始めたが、検討モデルに関しては、基礎梁下端域の曲げひび割れ発生によって、各杭の負担するせん断力の割合が推移し始めた。しかしながら、いずれの試験体に関しても、最終的には杭の負担する水平せん断力の割合は、圧縮杭 7 に対し、引張杭 3 となり、本載荷実験で用いた載荷条件と概ね一致する事が確認できた。ゆえに、杭基礎を有する連層耐震壁の崩壊メカニズム時の応力伝達を考える上では、載荷実験の分担率は、適切な割合であった事が確認できた。

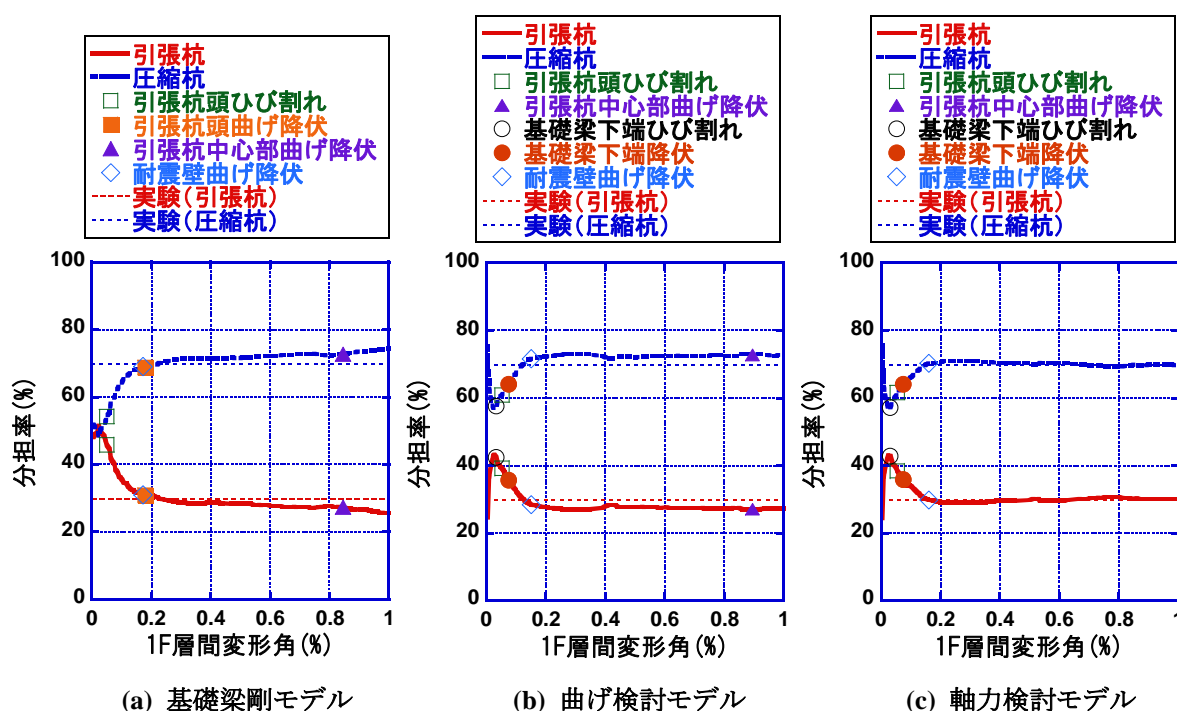


図 7-10 杭の水平せん断力の分担率

7.5.4 基礎梁主筋のひずみ分布

図 7-11及び図 7-12に各検討モデルの基礎梁上下筋のひずみ分布を示す。まず、曲げ検討モデルの結果を考察する。基礎梁上端筋のひずみは、圧縮杭近傍からスパン中心付近に向かってほぼ一定の値を取っており、杭頭からの曲げ戻し応力の分布に従い、スパン中央付近で主筋のカットオフ等を行うと、カットオフ部分に変形が集中する可能性がある。また、5 章で示した試験体モデルの解析結果よりも、引張杭側におけるひずみ値が大きくなっているが、これは、試験体モデルと比べ、基礎梁上端筋 (2-D22 → 3.2-D22) を増やし、基礎梁下端筋 (2-D22 → 0.85-D22) を減らした為、引張杭側の曲げ耐力に比べ、圧縮杭側の曲げ耐力が大きくなり、杭からの曲げ戻しモーメントの分布が変化した事が原因であると考えられる。また、実験結果と同様に、基礎梁下端筋に関しては、上端筋と比べ、引張杭近傍で塑性化が集中する。

一方、曲げ検討モデルと基礎梁上端筋量のみが異なる軸力検討モデルに関しては、基礎梁上端にひび割れが発生した後、負担引張力が急激に低下する為、局所的にひずみが集中する事になる。このような挙動は、5 章の MNWL 試験体 A37S3 モデルでも確認されているが、早期の基礎梁上端筋の降伏に繋がる為、注意が必要である。

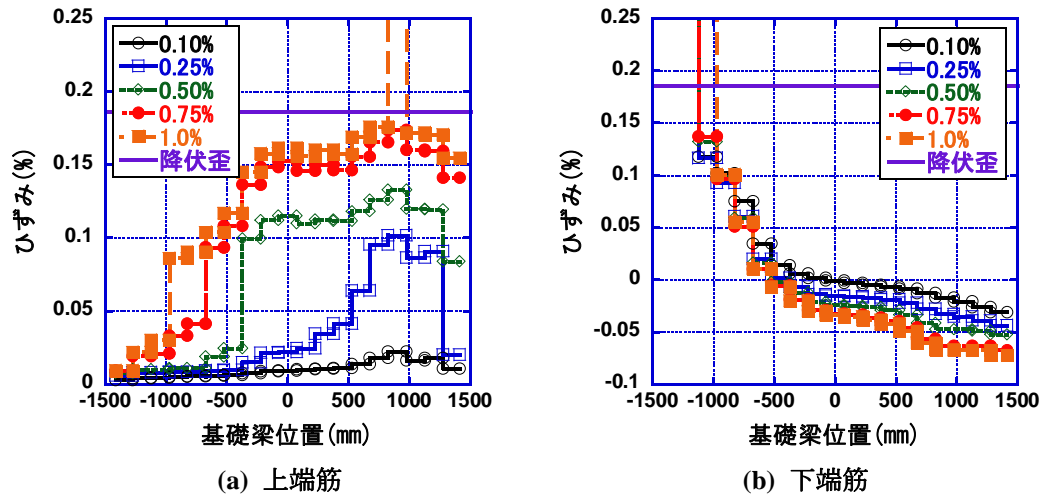


図 7-11 基礎梁主筋のひずみ分布（曲げ検討モデル）

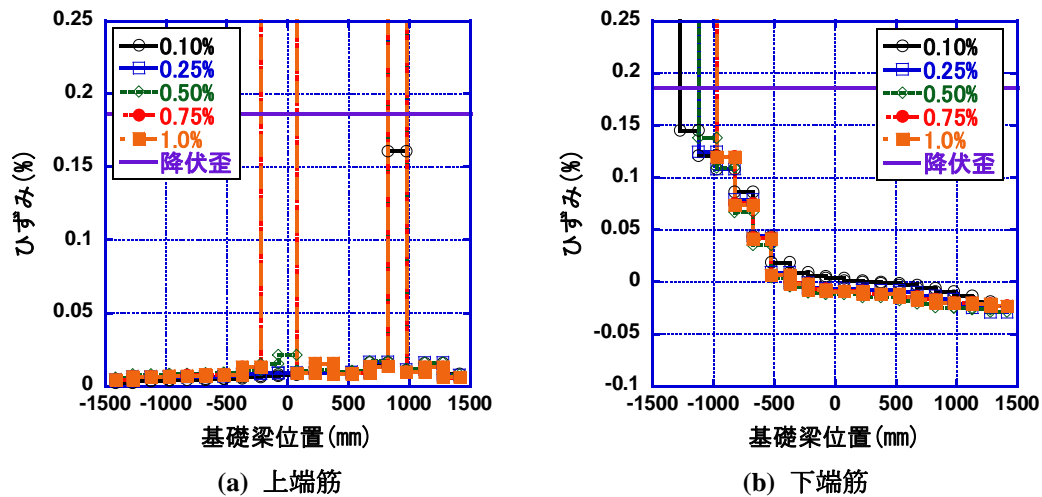


図 7-12 基礎梁主筋のひずみ分布（軸力検討モデル）

基礎梁上端筋の平均ひずみ量と 1F耐震壁の曲げ変形角の関係を図 7-13に示す。軸力検討モデルに関しては、6 章で定義した剛体回転機構に沿った変形メカニズムが形成されており、両者の関係がほぼ線形関係になっている事が分かる。一方、曲げ検討モデルに関しては、比較的基礎梁上端筋量が多い為、剛体回転機構と曲げ機構が混在した抵抗機構になっていると考えられる。

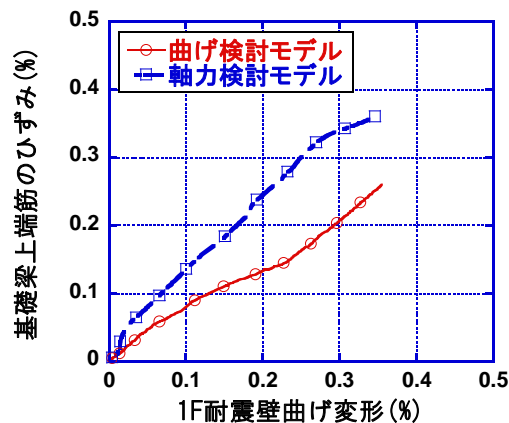


図 7-13 基礎梁上端筋の平均ひずみ量と 1F 耐震壁の曲げ変形角の関係

7.6. まとめ

本章では、基礎梁の変形を許容する事によって、地震時における架構全体や各部材、特に杭の挙動が受ける影響を把握する事を目的として、上部構造、基礎構造及び地盤を再現したマクロモデルを用いた Pushover 解析を行った。解析変数は、基礎梁のモデル化の方法と基礎梁上下筋量である。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 基礎梁剛モデルの Pushover 解析の結果を参考にして、基礎梁上下筋量を決めた曲げ検討モデル及び軸力検討モデルは、いずれも基礎梁上下筋が降伏し、耐震壁の曲げ降伏強度や曲げ耐力が大きく低下した。ゆえに、4 章や 5 章で述べてきたように、既往の基礎梁設計法では、基礎梁の損傷状況だけでなく、架構全体の破壊形式を類推する事も困難であると言える。また、基礎梁の変形を許容する曲げ検討モデルおよび軸力検討モデルでは、基礎梁剛モデルと比較し、ロッキングによる変形成分が小さくなる事が確認された。
- 2) 基礎梁の変形を考慮する事により、圧縮杭及び引張杭共に、杭頭固定度が低下し、基礎梁剛モデルと比較して杭頭に入力されるモーメントが低減される事が分かった。逆に、杭地中部に関しては、入力モーメントが大きくなる為、杭の設計を行う際には基礎梁を適切にモデル化する必要がある。
- 3) 載荷実験において定義した杭の反曲点高さ及び各杭の分担率と数値解析の結果を比較した。その結果、載荷実験における杭の反曲点高さは、杭を弾性体、基礎梁を剛とした場合の反曲点高さに近く、杭や基礎梁の曲げ降伏を想定する場合には、やや深い高さ位置となっている。一方、水平せん断力の分担率に関しては、数値解析におけるメカニズム形成時における分担率とほぼ一致しており、載荷実験における仮定は、妥当であったと考えられる。

<7 章 参考文献>

- [7-1] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 1～6），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.395-406，2001.9
- [7-2] 渡辺一弘他：杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究（その 7～11），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.573-582，2002.8
- [7-3] 松村晃次，森田寛，原孝文，小室努，辰濃達，征矢克彦：主筋を基礎に定着させない場所打ちコンクリート杭の構造性能（その 1 静的解析による評価），日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.191-192，2002.8
- [7-4] （財）建築コスト管理システム研究所新技術調査検討会，建築コスト研究 60，pp.64-72，2008
- [7-5] 日本建築学会 関東支部：基礎構造の設計 学びやすい構造設計，2003.1
- [7-6] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2002.4
- [7-7] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1987.

第8章 解析的研究 4：簡易モデルによる水平力抵抗機構の再現

8.1. はじめに

6章では、抵抗機構モデルによる考察を行い、耐震壁の復元力特性及び基礎梁上端筋のひずみを予測する方法を示した。しかしながら、抵抗機構モデルを用いた算定法では、4章や5章で問題となった基礎梁下端筋の引張杭近傍における応力集中を予測する事はできない。また、杭の反曲点位置や負担水平せん断力の割合を予め定めておく必要があり、設計時において大きな問題になる。

これらの問題は、7章で示したような、連層耐震壁、基礎梁、杭及び地盤をモデル化し、それらの相互作用を考慮した一体解析を行う事で解決できると考えられるが、提案したマクロモデルは、構造要素の数が多く、実際の設計で用いるには負担が大きい。一般的に、連層耐震壁構造の時刻暦応答解析やPushover解析を行う場合には、要素数を軽減し、作業を効率よく行う為、耐震壁は図 8-1に示すような簡単なモデルに置換される。ゆえに、5章や7章で示したマクロモデルに関しても、可能な限り要素数を減らし、実務設計に適した形にしなければ、本研究で解明された水平力抵抗機構に関する成果を反映させる事ができない。

そこで、本章では、既往の骨組解析に組み込む事を想定した解析モデルの提案を行う。実験結果及び解析結果から、基礎梁下端域を中心とした回転挙動によって引き起こされる耐震壁の損傷は、1F耐震壁に集中する事が確認されている。ゆえに、6章で説明した剛体回転挙動を骨組解析において再現する為には、5章や7章で行ったように、連層耐震壁を各階全てモデル化する必要は無く、1F耐震壁と基礎梁のみをモデル化すればよい事が分かる。そこで、5章で提案したマクロモデルをより簡略化した簡易モデルを提案した。モデルの概要を図 8-2に示す。詳細は後ほど説明するが、要素数を大幅に低減した為、図 8-3に示すように既往の耐震壁置換モデルと置き換える事も容易である。本章では、この簡易モデルが5章で検討してきたマクロモデルと比べ、十分な解析精度を有する事を確認する。

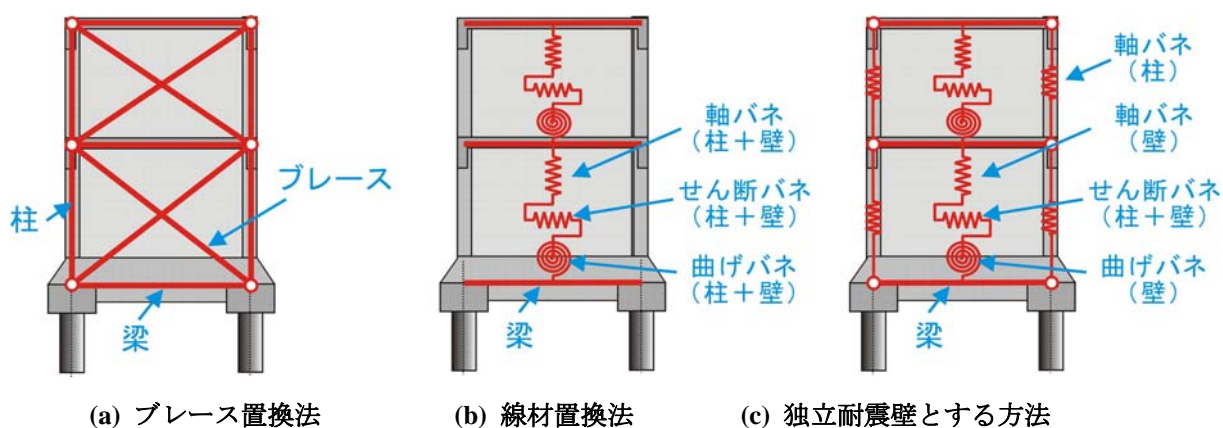


図 8-1 一般的な耐震壁のモデル化手法 (2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書_[8-1])

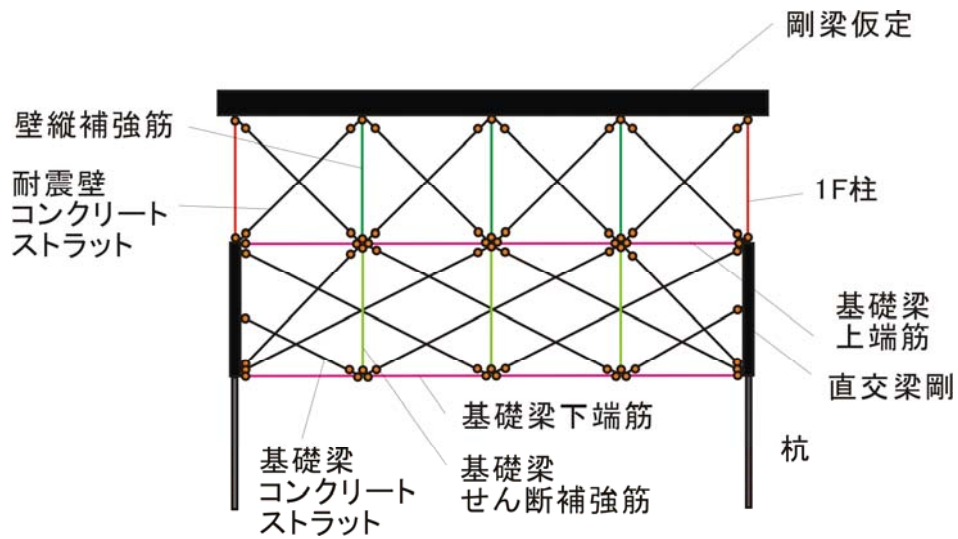


図 8-2 提案する基礎梁及び 1F 耐震壁のモデル（簡易モデル）

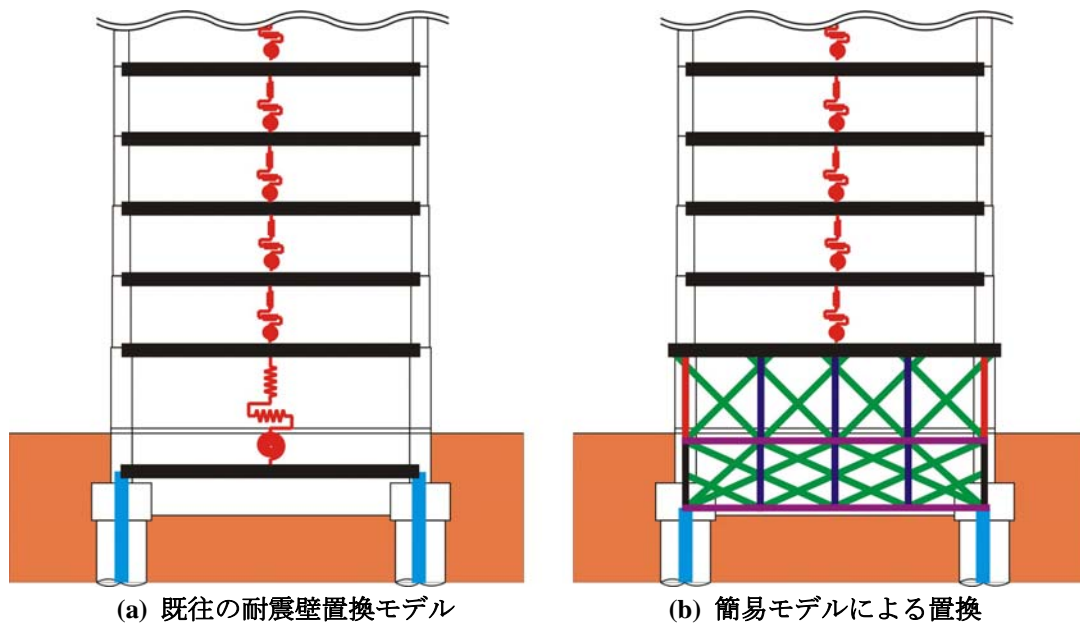


図 8-3 簡易モデルの導入例

8.2. モデル詳細

提案した簡易モデルの部材に関する概要を表 8-1に、またMNWL試験体モデルの形状を図 8-4に示す。なお、本節では、MNWL試験体のみを検証対象とする。耐震壁に関しては、スパン方向に対して3分割してモデル化を行ったが、基礎梁に関しては、耐震壁の倍の6分割とした。基礎梁に関しては、分割数が少ないと、基礎梁下端部において引張杭近傍に集中するひずみが平均化される為、基礎梁下端筋の損傷を過小評価してしまう可能性がある。また、耐震壁を3分割とした理由は、5章のマクロモデルで用いた基礎梁コンクリートストラットの傾斜角（37度）と同じ傾斜角を、簡易マクロモデルにも与える為である。なお、今回は、2F及び3F耐震壁も1F同様にモデル化を行ったが、8.1で述べたように既往の耐震壁置換モデルを用いれば、要素数の低減を図る事ができる。

モデルの構成要素に関して、5章で用いたマクロモデルとの大きな違いは、大幅に構成要素の数を減らし、柱のせん断力の負担をゼロとした事である。柱に関しては、軸方向力のみを負担する両端ピン部材とし、せん断力に関しては、耐震壁のコンクリートストラットによってのみ伝達される。梁に関しても剛として簡略化し、マクロモデルでは考慮した軸方向の変形を無視している。また、スラブの無筋コンクリートの引張軟化域における復元力特性に関しては、5章のモデルと比較し、1部材の要素長が長くなる為、5章とは異なる引張応力開放率Cを用いる必要がある。しかしながら、要素長が長くなると、式(8-1)を満たすCを求める事が出来なくなる。そこで、本研究では、二次元有限要素解析ソフトWCOMDでCの最大値として用いられているC=7.5としてモデル化を行うものとした。C=7.5とすると、ひび割れ発生後、コンクリートの負担引張力は急激に低下する。なお、6章の抵抗機構モデルの検討でも、C=7.5としてスラブの無筋コンクリートのモデル化を行っている。

$$\frac{G_f}{L} = \int_{\varepsilon_{tu}}^{\varepsilon_u} f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^C d\varepsilon_t + \frac{1}{4} f_t \varepsilon_{tu}$$

(8-1)

- G_f : 破壊エネルギー(N/mm²*mm)
 L : メッシュサイズ(長さ) (mm)
 f_t : コンクリートの一軸圧縮強度(MPa)
 ε_t : コンクリートの平均引張ひずみ
 ε_{tu} : ひび割れ発生時のひずみ
 ε_u : 最大ひずみ(=25000*10E-6)

表 8-1 簡易モデルの部材概要

部材名	特徴
柱	軸方向変形のみを考慮、両端ピン、復元力モデルは、5章で用いた柱軸バネモデルを2本使用
梁	剛体として設定
壁縦筋	5章のモデルと同じものを使用
壁横筋	モデル化しない
壁ストラット	弾性に設定。引張に関しては負担しない。 角度は45度に固定、脚部が基礎梁せん断補強筋と接続するように設定
基礎梁上端筋	5章のモデルと同じものを使用、スラブの無筋コンクリートの引張応力開放率は最大値の7.5を使用
基礎梁下端筋	5章のモデルと同じものを使用
基礎梁せん断補強筋	5章のモデルと同じものを使用
基礎梁ストラット	弾性に設定。引張に関しては負担しない。
直交梁	5章同様に剛体として設定
杭	5章と同じモデルを用いたが、線材置換も可能

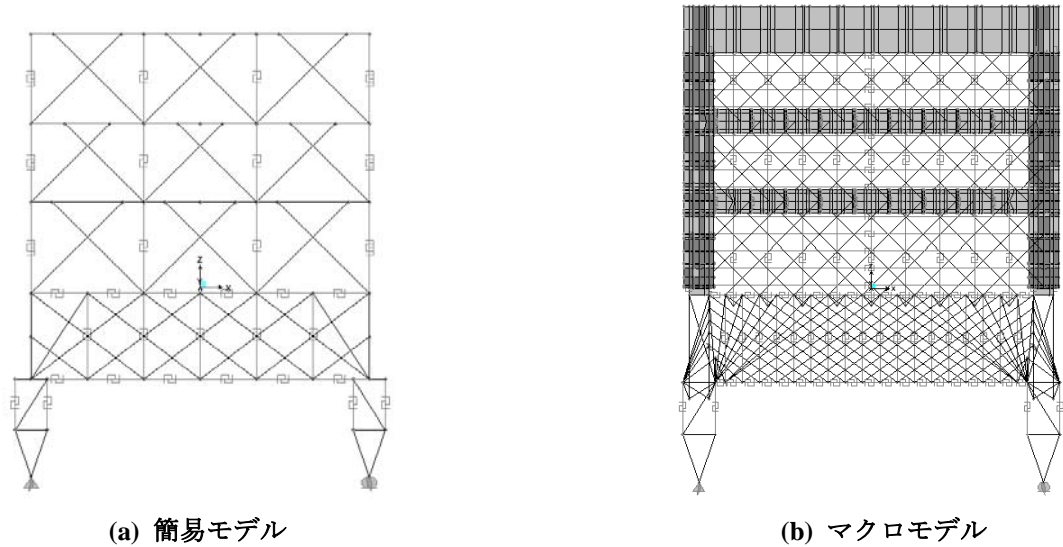


図 8-4 試験体モデル (MNWL 試験体)

8.3. 実験結果との比較

簡易マクロモデルの解析精度を確認する為に、MNWL試験体を再現したマクロモデル（5 章参照）との比較検討を行う。各サイクル点における荷重と変形の関係を表 8-2に、また、水平荷重－1F耐震壁変形角の関係を示す。簡易モデルに関しては、耐震壁のモデル化が簡略化された事により、マクロモデルに比べ最大で 3%程度、負担水平荷重が低下している。これは図 8-7に示すように、耐震壁の圧縮ストラットの本数が少なくなった為、耐震壁脚部の広い範囲で水平せん断力の伝達が行われる MNWL試験体の応力伝達機構を再現するのが困難になる為であると考えられる。但し、包絡線自体は実験結果を非常に精度良く再現しており、表 8-2より、マクロモデルと同様に、基礎梁上端筋の伸びによって 1F耐震壁のせん断変形成分が増大する挙動も再現できている事が分かる。

検証点(c)における変形状況を図 8-6に示す。部材数の低減にも関わらず、簡易モデルは、マクロモデルで見られた基礎梁下端部を中心とした耐震壁の回転挙動や、基礎梁下端筋の伸びによって引張杭に回転変形が起こる様子も概ね模擬できている事が分かる。ゆえに、架構全体の挙動を再現する上では、簡易マクロモデルは十分な解析精度を有していると言える。

表 8-2 各サイクル点における荷重と変形

	検証点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	全体変形 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重 比率	せん断変形 比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2	/	/
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
マクロ モデル	(a)	0.046	0.122	0.169	310.8	0.97	0.91
	(b)	0.135	0.321	0.456	333.1	0.98	0.81
	(c)	0.202	0.461	0.663	339.6	0.96	0.73
簡易 モデル	(a)	0.047	0.135	0.182	310.5	0.97	1.00
	(b)	0.138	0.345	0.483	324.0	0.95	0.87
	(c)	0.204	0.505	0.708	329.5	0.93	0.80

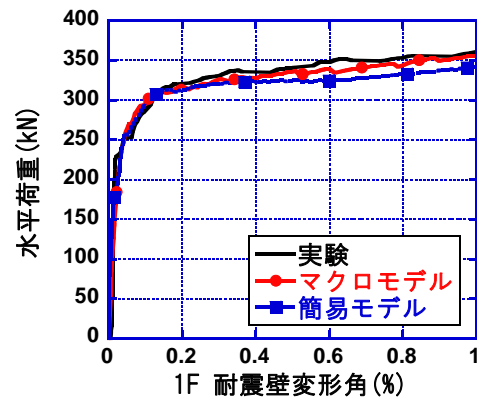


図 8-5 水平荷重－1F 耐震壁変形角関係

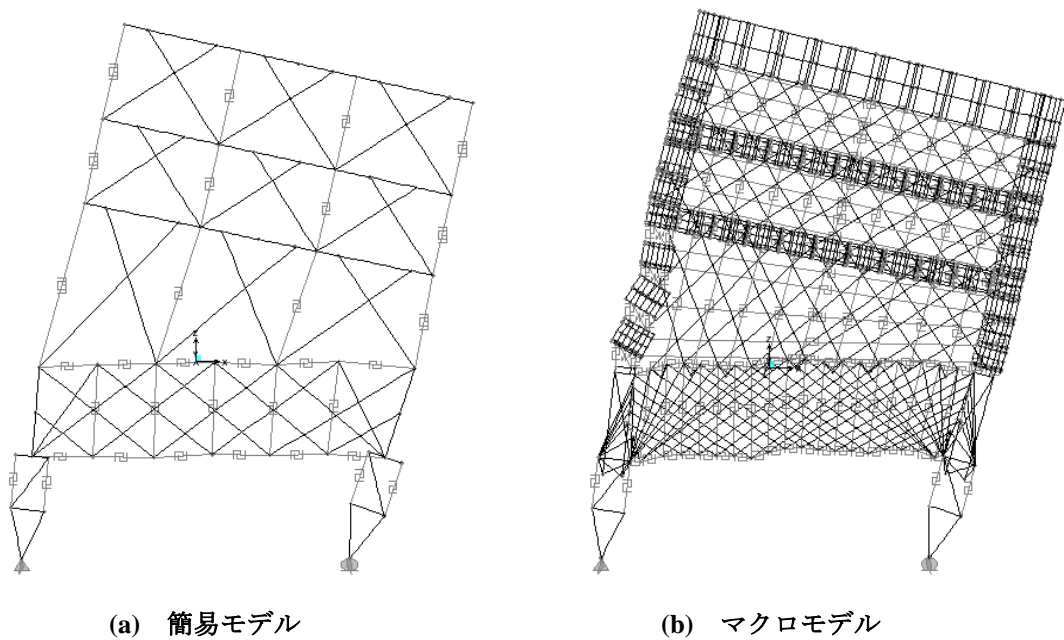


図 8-6 検証点(c)における変形状況 (×50)

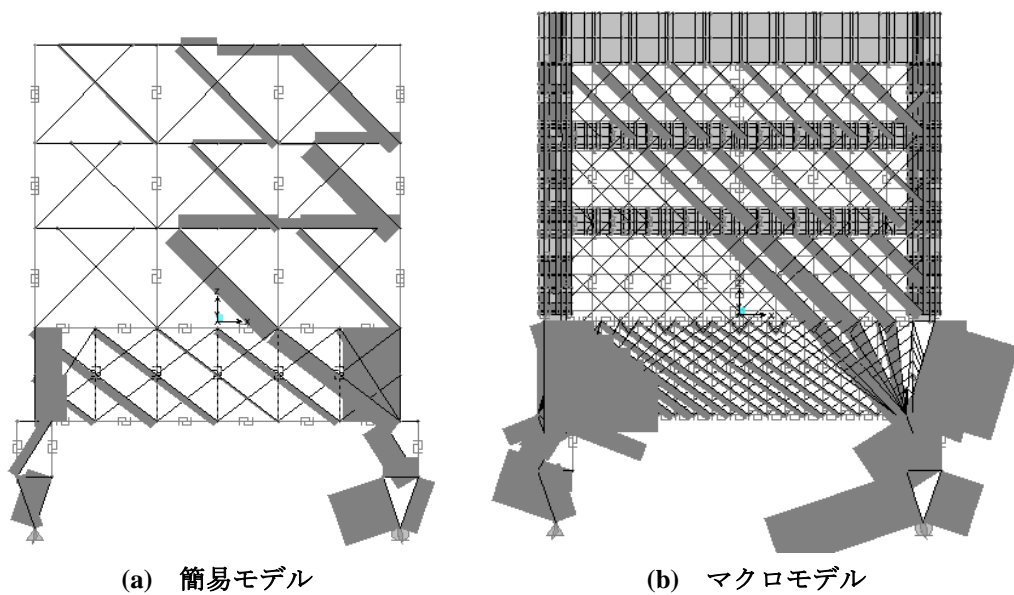


図 8-7 検証点(c)における圧縮力分布

次に、基礎梁の損傷に着目する。まず、基礎梁主筋のひずみ分布を図 8-8及び図 8-9に示す。簡易モデルでは、圧縮杭近傍に上端筋のひずみが集中し、圧縮杭側基礎梁における上端ひずみをやや過大評価する傾向がある。これは、圧縮杭近傍における耐震壁コンクリートストラットの数を低減した事が原因であると考えられる。その結果、基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F耐震壁曲げ変形角の関係についても、載荷実験の結果やマクロモデルによる解析結果と比べ、基礎梁上端の伸びを過大に評価している。また、下端筋に関しては、スパン全体のひずみ分布自体は、マクロモデルと同等の解析精度を有しているが、引張杭近傍において集中する引張ひずみに関しては再現できていない。これは、簡易モデルでは、構成要素の寸法が大きい為、基礎梁下端筋のひずみが平均化されてしまう事や、直交梁から基礎梁下端へとコンクリートストラットを介して伝達される圧縮力の分布が、マクロモデルとは異なり、均等な分布となっていない（5 章参照）事が原因として考えられる。

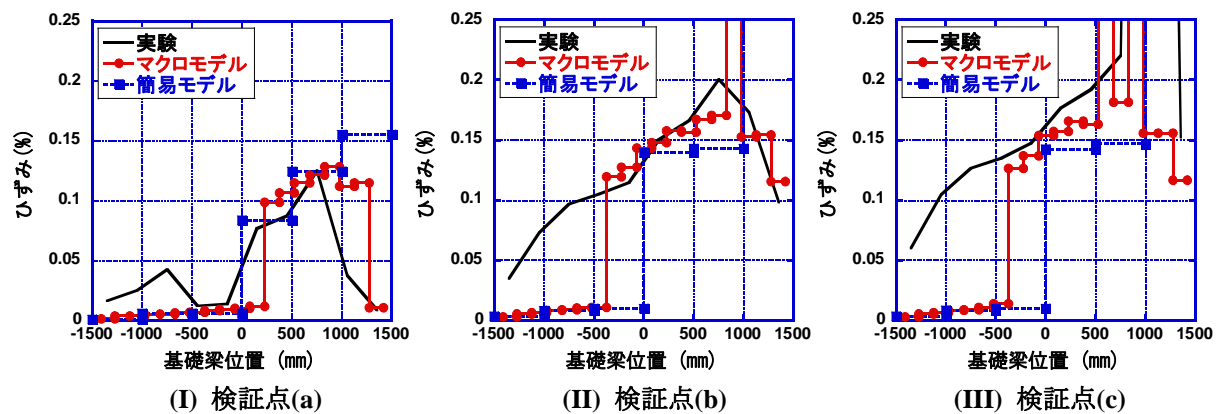


図 8-8 基礎梁上端筋のひずみ

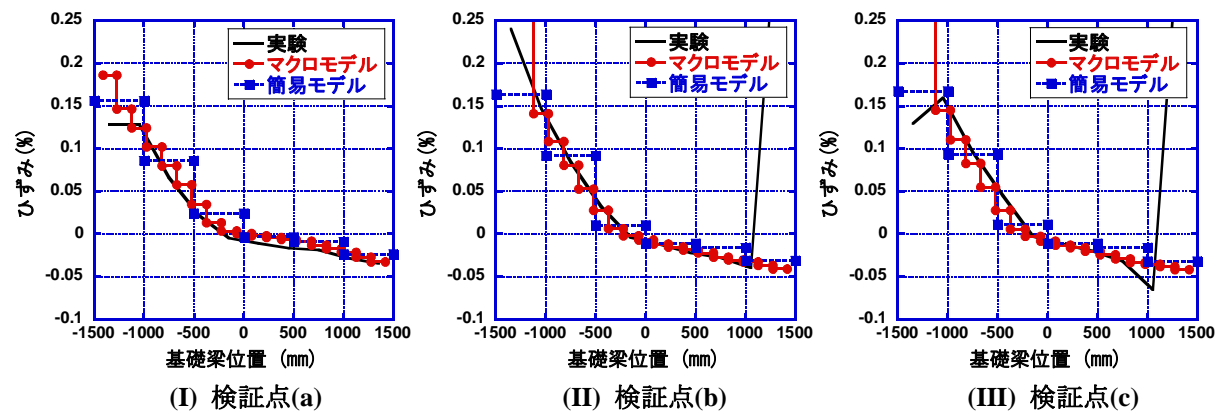


図 8-9 基礎梁下端筋のひずみ分布

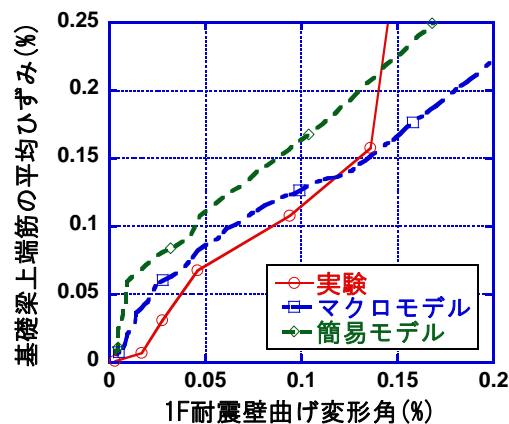


図 8-10 基礎梁上端筋の平均ひずみと 1F 耐震壁曲げ変形角の関係

基礎梁せん断補強筋のひずみ分布を図 8-11に示す。簡易モデルの解析精度は、基礎梁スパン中心付近においては、マクロモデルとほぼ同等である。しかしながら、基礎梁主筋のひずみ分布と同様に、引張杭近傍や圧縮杭近傍における損傷の集中を再現するのは、やや難しい。ゆえに、簡易モデルは、架構全体としての挙動を再現する上では十分な解析精度を有している事は示したが、基礎梁の損傷に関しては、安全率等を用いた検討が必要になると思われる。また、今回は、MNWL試験体のPushover解析に関してのみマクロモデルとの比較検討を行ったが、本研究では検討した事例に限られている為、7章で示したような地盤を付加した状況での挙動や繰り返し載荷時の性状、MNW試験体のように変形や破壊のメカニズムが異なる耐震壁構造に関する検討をさらに続ける必要があると考えられる。

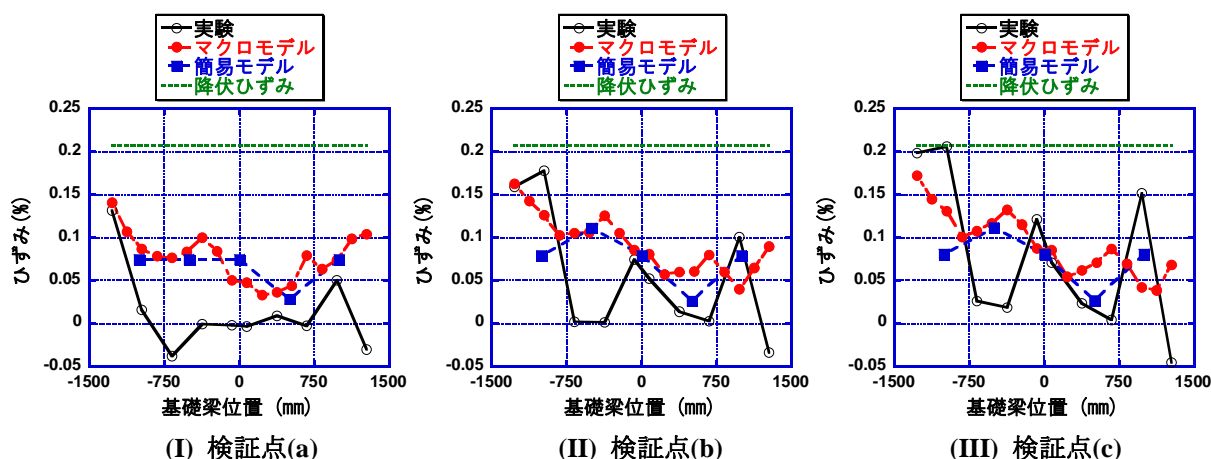


図 8-11 基礎梁せん断補強筋のひずみ

8.4. まとめ

本章では、要素数を最小限とし、かつ載荷実験や数値解析で検討してきた耐震壁の水平力抵抗機構を再現する事ができる簡易モデルを提案し、その解析精度に関して、5章で提案した試験体マクロモデルと比較検討を行った。本章で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 簡易モデルでは、マクロモデルと比較して、構成要素の数が少ない為、耐震壁の曲げ耐力を過小評価する傾向がある事や、基礎梁材端における基礎梁主筋やせん断補強筋の損傷の予測精度が低下する事が分かったが、架構全体の挙動としては、概ねマクロモデルとほぼ同等の挙動を示す事が確認できた。但し、今回対象とした連層耐震壁は3層であった為、耐震壁コンクリートストラットの傾斜角を45度としたが、実際の設計で、より高層の耐震壁を取り扱う場合には、連層アーチ機構の影響を考慮し、最適なストラットの角度を選択する必要がある。また、基礎梁コンクリートストラットに関しても、傾斜角の算定方法を考える必要がある。

<8章 参考文献>

[8-1] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007

第9章 結論

9.1. 研究結果のまとめ

本研究は、連層耐震壁、基礎梁、杭を模擬した計 4 体のモデル試験体を用いた静的載荷実験とマクロモデルによる数値解析を行い、耐震壁下基礎梁の挙動に焦点を当て、曲げ降伏型連層耐震壁と杭基礎の相互抵抗機構を解明する事を目的としたものである。以下に本研究で得られた知見を総括して示す。

1 章は序論であり、本研究の背景と目的を示した。

2 章では、本研究で対象とする連層耐震壁、基礎梁及び杭の地震時の挙動に関連する既往の研究をまとめ、現状における張間方向構造要素の設計における問題点を明らかにし、本実験試験体のモデル化に関して有用な知見も合わせて示した。既往の耐震壁下基礎梁の設計法に関しては、耐震壁終局時における耐震壁及び基礎梁、杭の水平力抵抗機構のみを対象としており、水平力抵抗機構が耐震壁の変形に応じて推移する事を考慮していない点、耐震壁と基礎構造を独立して設計する為、それぞれの部材の変形の適合性や力の釣合の整合性が取れていない点に、性能評価型設計を導入する上で問題がある点であることを示した。

また、杭や地盤の影響を考慮した連層耐震壁、杭基礎及び地盤の連成挙動を再現する既往の数値解析法に関しては、耐震壁下基礎梁を剛として取り扱い、基礎のロッキングによる変形成分を考慮する事が多い。基礎梁が剛として取り扱われると、上部構造である連層耐震壁の復元力特性自体は、基礎を剛として取り扱う場合とほとんど変わらない。しかしながら、基礎梁に変形を許容した場合には、連層耐震壁自体の復元力特性にも、剛性や耐力の低下が見られる可能性がある事を示した。さらに、杭頭の固定条件によって、杭のモーメント分布が大きく変化する事が既往の複数の研究において確認されており、本研究のように基礎梁に変形を許容する場合には、基礎梁の変形による杭頭の固定条件の変化にも注意する必要がある事を示した。

また、上述したような基礎梁の変形を模擬する事ができる耐震壁及び基礎梁の解析モデルとして、望月らによる耐震壁モデルと二羽らによる柱、梁部材の格子モデルが適切である事を確認した。

3 章では、連層耐震壁、基礎梁及び杭の相互抵抗機構を再現する事を目的として製作した計 4 体のモデル試験体の想定建物の概要を示し、試験体の断面形状や配筋、載荷条件を定めた。試験体は、縮尺 15% の小型試験体 (MNW, PCW) が 2 体、25% の大型試験体 (MNWL, PCWL) が 2 体となっている。MNW 試験体及び MNWL 試験体は耐震壁を一体打ちとし、PCW 試験体と PCWL 試験体には PCa 部材を模擬した目地を設置した。本実験試験体の特徴は、耐震壁下に杭と基礎梁もモデル化している事であり、杭基礎を有する連層耐震壁構造の水平力抵抗機構をより現実の建物に近い形で模擬する事ができる。その理由は、基礎梁には杭頭からのモーメントが伝達され、耐震壁下基礎梁の応力状態を詳細に検討する事が出来る事、また、基礎梁の変形が耐震壁の挙動に与える影響を考慮できる点である。耐震壁脚部を曲げ降伏させると、基礎梁上端との間に離間が生じ、耐震壁から基礎構造に向けて形成される水平せん断力伝達経路に影響を及ぼすものと考えられる。そこで、本実験では、耐震壁脚部における離間挙動を再現する為に、耐震壁脚部の曲げ降伏が、耐震壁のせん断破壊に先行するような設計を行っている。また、耐震壁脚部離間後も水平力抵抗機構が維持されるように、耐震壁側柱には、十分な変形性能と強度を与えた。ゆえに、本実験では、1F 耐震壁変形角にして 1.0% を越える変形が保証される十分な曲げ変形性能を持った曲げ降伏型の耐震壁を対象とする。また、杭に関しても、載荷

中に杭頭で曲げ降伏が起こらないように十分な曲げ強度を与えている。

小型試験体と大型試験体の大きな違いは、杭からの曲げ戻しモーメントに対する基礎梁の曲げ降伏耐力の安全率である。小型試験体に関しては、基礎梁が安全側となるような設計を行い、大型試験体に関しては、逆に危険側となるような設計を行っている。前者に関しては、基礎梁に作用するモーメントを把握する為に、実験中、基礎梁主筋が弾性域で挙動するように設計した。また、後者は、より現実的な基礎梁主筋の配筋量としたものである。PCa 部材の目地を模擬した PCW 試験体及び PCWL 試験体を製作した意図は、目地部分に滑りを生じさせる事によって、耐震壁内における水平力抵抗機構を、連層アーチ機構からそれぞれの PCa 壁部材を介した抵抗機構に変化させる事であったが、本実験試験体では、耐震壁を曲げ破壊型に設計している為、せん断力の入力が小さく、意図した破壊形式を載荷実験で確認する事はできなかった。

4 章では、連層耐震壁、基礎梁及び杭の相互機構を解明する事を目的とした計 4 体のモデル試験体を用いた静的載荷実験に関する考察を行った。載荷実験の結果から、基礎梁主筋量によって、耐震壁及び基礎梁の損傷が集中する箇所や、各部材の水平力に対する抵抗機構が異なったものになる事が分かった。基礎梁の曲げに対する安全率が高い小型試験体では、柱脚に損傷が集中し、コアコンクリートの圧壊が見られたが、基礎梁の曲げに対する安全率が低い大型試験体では、このような柱脚における損傷は観測されず、耐震壁大変形時においても安定した履歴を描いた。以上の検討より、載荷実験で観測された耐震壁から基礎梁へと進展した曲げせん断ひび割れに沿った、曲げ抵抗機構とは異なる耐震壁の変形機構が形成されているものと考えられる。

また、全ての試験体において、既往の曲げとせん断による耐震壁の復元力特性の予測手法では、本実験試験体の挙動を再現できない事が確認され、基礎梁の変形による影響を考慮できる評価法を提案する必要がある事を示した。基礎を付加した事によって耐震壁が受けた具体的な影響としては、負担水平荷重の低下や基礎梁上端の伸びによる付加的なせん断変形の発生などが挙げられる。

基礎梁の損傷を示す主筋のひずみ分布に関しては、杭からの曲げ戻しモーメントを用いて平面保持を仮定した曲げ解析を行う既往の評価法では、載荷実験の挙動を模擬する事はできなかった。基礎梁上端筋に関しては、基礎梁のスパン全体に渡ってひずみが分布しており、杭の曲げ戻しモーメントの分布とひずみ分布とは対応しなかった。また、耐震壁の曲げ変形が増大するにつれ、載荷実験における損傷を危険側に評価する事が分かった。大型試験体に関しては、1F 耐震壁曲げ変形角（1F 引張柱の伸び量）と基礎梁上端筋の平均ひずみ量の間に線形関係がある事が確認されており、両者の密接な関係が伺える。また、基礎梁下端筋に関しては、引張杭近傍において引張応力が集中する挙動が確認されたが、基礎梁の断面解析では、このような応力集中は予測する事ができなかった。

そこで、耐震壁から伝達される鉛直方向力及び水平方向力によって生じるモーメント M_v と M_l 、引張軸力 N を考慮して、再度、基礎梁の曲げ解析を行った。なお、 M_v 、 M_l 及び N は、耐震壁脚部の離間状況に応じて、そのモーメント分布を推移させた。その結果、ひずみ分布の解析精度は上昇したが、せいが高い基礎梁の応力状態を、平面保持を仮定した曲げ解析で模擬する事には限界があり、また、基礎梁に作用するモーメントや軸力の分布を支配する「耐震壁脚部の離間状況」と「実際の耐震壁の変形（曲げ変形）」を関連付ける事が困難である為、より詳細に各部材の力の流れを把握する事ができる手法を提案する必要がある事が確認された。

なお、プレキャスト試験体に関しては、大型試験体で、耐震壁せん断変形成分の増加やひび割れ分布の違いが確認されたが、目地部分の滑り挙動は確認できず、意図した破壊モードは得られていない。但し、大型試験体に関しては、一体打ち試験体と異なった 1F 耐震壁曲げ変形角－基礎梁上端筋の平均ひずみ量関係が得られており、一体打ち試験体とは異なった抵抗機構が形成されている可能性がある。

5章では、4章の載荷実験の結果を受け、耐震壁、基礎梁及び杭の相互抵抗機構を解明し、耐震壁の変形メカニズムに関する考察や、耐震壁の復元力特性及び基礎梁上下筋の損傷の予測に役立てる事ができる試験体マクロモデルを提案した。耐震壁部分は望月らが提案したモデルを改良して用い、基礎梁に関しては、二羽らによる格子モデルの手法を参考としてモデル化を行った。なお、マクロモデル構築前に、鉄筋コンクリート構造物の2次元非線形解析プログラム WCOMD を用いた FEM による予備解析を行っている。FEM 解析で得られた基礎梁の主応力方向を、ストラットの傾斜角として用いた本提案モデルは、載荷実験において確認された各部材間の相互抵抗機構を再現し、耐震壁の復元力特性や基礎梁主筋のひずみ分布や基礎梁せん断補強筋のひずみ分布を精度良く予測した。なお、床スラブの有効幅に関しては、本研究では、杭幅の2倍程度とすると載荷実験との対応が良好であったが、その妥当性に関しては、今後の検討が必要である。

6章では、耐震壁の水平力抵抗機構として、通常の曲げによる抵抗機構とは別に、基礎梁下端筋圧縮域を中心として、曲げせん断ひび割れに沿って耐震壁が回転する剛体回転モデルを提案した。これらの抵抗機構モデルを用いて、耐震壁の復元力特性及び基礎梁上端筋の損傷度（平均ひずみ）を予測する手法を示した。耐震壁と基礎梁の幾何学的な関係と釣合式から、各抵抗機構モデルの水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係を算定し、負担水平荷重が小さい抵抗機構を選択する事で、各試験体の水平荷重－1F耐震壁曲げ変形角関係を得る事ができる事を示した。また、載荷実験において観測された耐震壁の破壊性状は、各抵抗機構モデルの変形機構から予測される破壊性状と一致する事を確認した。載荷実験及び数値解析の結果から、1F耐震壁引張柱の伸び量と基礎梁上端筋の伸び量の間には、関連性がある事が確認されていたが、この関係についても精度良く予測する事ができた。但し、PCWL試験体に関しては、目地を介して耐震壁全体に曲げせん断ひび割れが分布しており、耐震壁を剛体と見なす事が難しく、剛体回転機構の適応が困難であると考えられる。また、水平荷重－1F耐震壁せん断変形角関係に関しては、基礎梁上端伸びによる付加的なせん断変形を考慮する必要がある為、剛体回転機構が卓越する耐震壁に関しては、既往の評価法では、耐震壁のせん断変形を過小評価してしまう可能性がある事を示した。

7章では、5章で提案した試験体モデルに杭と地盤を付加し、基礎梁の変形を許容する事によって、地震時における架構全体や各部材、特に杭の挙動が受ける影響を把握する事を目的とした解析的研究を行った。検討したモデルは、基礎梁を剛とした基礎梁剛モデル、杭の曲げ戻しモーメントに対して基礎梁の設計を行った曲げ検討モデル、軸方向力に対してのみ検討を行った軸力検討モデルの3種類である。耐震壁及び杭に関しては、各モデル共通としている。解析結果から、曲げ検討モデル、軸力検討モデルは、いずれも基礎梁上下筋が降伏し、基礎梁剛モデルと比較し、耐震壁の曲げ降伏強度や曲げ耐力が大きく低下した。ゆえに、4章及び5章で述べてきたように、既往の基礎梁設計法では、基礎梁の損傷状況だけでなく、架構全体の破壊形式を類推する事も困難であるといえる。また、杭の曲げモーメント分布からは、基礎梁の変形を考慮する事により、圧縮杭及び引張杭共に、杭頭の固定度が低下し、杭頭に入力されるモーメントが低減される事が分かった。その結果、杭中心部におけるモーメント負担が増大する為、杭の設計を行う際には注意が必要である。また、載荷実験で用いた杭の水平せん断力の分担率と反曲点高さに関する考察も行い、実験において仮定した載荷条件が、連層耐震壁－杭基礎－地盤のメカニズム形成時の載荷条件として概ね妥当であった事を確認した。

8章では、既往の耐震壁置換モデルの代わりに骨組解析に導入し、載荷実験や数値解析で確認してきた耐震壁の相互抵抗機構を再現する事ができる簡易マクロモデルを提案し、その性能に関して、5章の

マクロモデルと比較検討を行った。その結果、簡易マクロモデルでは、構成要素の数が少ない為、耐震壁の曲げ耐力を過小評価する傾向がある事や、基礎梁材端における基礎梁主筋やせん断補強筋の損傷の予測精度が低下する事が分かったが、架構全体の挙動としては、概ねマクロモデルとほぼ同等の挙動を示す事が確認できた。

9.2. 今後の課題

最後に、本研究で未検討、未解決の事項を以下に示す。

(a) 研究対象に関して

今回の研究では、曲げ挙動が卓越する耐震壁のみを対象として議論を進めた為、曲げ降伏後、せん断破壊に至るような耐震壁に関しては、本研究の議論が適用できるかどうか検討を行う必要がある。特に、剛体回転機構を用いた考察は、耐震壁を剛体として見なせる場合に限られており、PCWL 試験体のように多くの曲げせん断ひび割れが耐震壁内に発生する場合には、適用できないものと思われる。また、一体打ちと同等ではないプレキャスト耐震壁（本研究では、PCWL 試験体が該当する）の水平力抵抗機構に関しては、本研究では明らかにする事ができておらず、今後の課題である。

また、実構造物と本実験試験体では、パイルキャップ周辺（本研究では杭を延長部分）の形状が異なる為、本研究で確認された下端筋のひずみ集中等の挙動が実構造物においても再現されるのか、検討する必要がある。

(b) 提案したマクロモデルに関して

今回提案したマクロモデルに関しては、耐震壁及び基礎梁のコンクリートストラットの算定手法を示す事ができなかった。特に、基礎梁のコンクリートストラットの傾斜角は、基礎梁主筋のひずみ分布に与える影響が大きい為、理論的に考察する事が必要である。また、本研究では、45 度としてモデル化を行ったが、曲げが卓越する連層耐震壁では、連層アーチ機構の影響を考慮した上で、耐震壁コンクリートストラットの傾斜角を算定する必要があると考えられる。

(c) 簡易マクロモデルに関して

簡易マクロモデルに関しては、本研究では MNWL 試験体に関する考察しか行っておらず、その解析精度に関して、十分な検討を行ったとは言い難く、今後、更なる検証を行う必要がある。また、架構のスパンが本研究で対象とした 1 スパンではなく、複数である場合、例えば、付帯フレームが連層耐震壁に取り付いた架構や、連層耐震壁が複数並んだ架構に関しても、本研究と同様の議論が成り立つかどうか検証し、本研究成果の適用範囲を広げていく必要がある。

謝辞

本研究の遂行に当たり、多くの先生方より暖かい御指導、御鞭撻を頂戴しました。私の恩師であります京都大学工学研究科教授・渡邊史夫先生には、研究全般に渡って終始熱心で丁寧な御指導を頂き、研究に行き詰った際には何度も的確な御助言を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

京都大学防災研究所教授・田中仁史先生には、本研究に携わる機会を与えて頂き、本論文の審査も担当して頂きました。また、実務設計者としての目線からの多くの貴重な御意見や、暖かい叱咤激励を頂きました。ここに心より感謝申し上げます。

京都大学工学研究科教授・井上一朗先生には、本論文の審査を担当して頂き、その際、的確な御助言と熱心な御指導を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

京都大学工学研究科准教授・河野進先生には、載荷実験から数値解析、全ての研究業務を通じて、熱心な御指導を頂きました。私が修士課程、博士後期課程と進学し、この論文を執筆する機会に恵まれたのも、先生の御指導の賜物であると感じております。心より感謝申し上げます。

京都大学工学研究科准教授・西山峰広先生、京都大学防災研究所准教授・田村修次先生、京都大学工学研究科助教・佐藤裕一先生、京都工芸繊維大学造形工芸専攻准教授・金尾伊織先生には、日頃から御厚情と種々の御助言を賜りました。心より御礼を申し上げます。

岩本敏憲技官には、試験体製作から載荷実験の実施まで、多大な御協力と御指導を賜りました。津田有輝子秘書には、研究業務遂行に関して、多大な御助力を賜りました。また、試験体及び載荷計画に関しまして、大成建設の小室努様から貴重な御助言を賜りました。深く御礼申し上げます。

渡邊研究室、田中研究室の方々には、本研究の遂行に関して、多大な御協力を頂きました。Hakim Bechtoula さんには、共同研究者として、多くの御助言や、激励を頂きました。王激揚さんには、主に数値解析に関して、貴重な御助言を頂きました。市岡有香子さんには、研究全般に関して、色々と御手伝いして頂きました。また、李日星さんには、研究方法に関して多くの知見を教えて頂きました。厚く御礼申し上げます。

長期に渡る実験試験体の製作、載荷実験の実施におきましては、李珍燮さん、岳偉さん、四宮功詞さん、奥野雄一郎君、前田博司君、芹澤好徳君、高尾和弘君、安富陽子さん、柏井康彦君、柴田茂樹君、塩見育子さん、馬場航君、松田拓己君、南尚孝君、帖佐和人君、小川大輔君、吉岡典彦君、小田衛君の御協力を頂きました。ここに御礼申し上げます。

また、論文執筆は京都大学工学研究科助教となった 2007 年度に行いましたが、野村昌弘技官、科学技術振興機構・佐藤尚隆様、成均館大学准教授・李楨允先生、藁科誠君、また、渡邊研究室の学生の皆様の御協力、御声援によって、無事に本論文を完成させる事ができました。ここに厚く御礼申し上げます。

以上のように、本論文は多くの皆様の御協力によって完成に至りましたが、特に渡邊研究室卒業生のト部藍さんには、本研究に多大な貢献をして頂きました。深く感謝申し上げます。また、村上恭平君、高山広野君、前田修宏君、白坂隆之介君には、研究業務において、重要な役割を果たして頂きました。厚く御礼申し上げます。

最後に、私事で恐縮ではありますが、筆者が研究に専念する環境を整えて頂いた父・和郎、母・以世、姉・緑に心より感謝致します。

付録A：耐震壁変形角の算定

本実験試験体の耐震壁の変形に関しては、分割された各計測要素の変形量から全体の水平変形を求める必要がある為、煩雑な計算を行わなければならない。以下にその手法を示す。

最初に、ある要素の変形を、二つの要素に分割して計測した場合に、これらの計測結果を用いて、元の要素の変形を算定する手法について考える。縦方向に二分割された領域で測定を行った場合に、二つの測定領域を合わせた全体の曲げ変形及びせん断変形成分を求める方法を考える。測定領域を二分割した場合でも、また、分割しない場合でも、曲げ変形及びせん断変形を足し合わせた全体変形は等しくなければならない。ゆえに、図 A-1に示すような等式が成り立つ。本実験では、要素全体の曲げ変形成分に関しては、図 A-2に示す方法で、近似的に求める事ができる。ゆえに、図 A-1の等式を用いる事によって、本実験で計測していない測定領域全体のせん断変形成分 γ_1 を求める事ができる。

$$\begin{aligned}
 & \theta_1 \times (h_1 + h_2) / 2 + \gamma_1 \times (h_1 + h_2) = \theta_{1-1} \times (h_1 / 2 + h_2) + \theta_{1-2} \times (h_2 / 2) + \gamma_{1-1} \times h_1 + \gamma_{1-2} \times h_2
 \end{aligned}$$

図 A-1 縦方向に測定領域を分割した場合の計算

$$\begin{aligned}
 \theta_1 &= (\delta_2 - \delta_4) / L \\
 \theta_{1-1} &= (\delta_{2-1} - \delta_{4-1}) / L \\
 \theta_{1-2} &= (\delta_{2-2} - \delta_{4-2}) / L
 \end{aligned}$$

図 A-2 回転角の算定方法 1

一方、横方向に二分割された領域で測定を行う場合には、直接耐震壁の水平変形に関係しない方向の曲げ変形(θ_2)とせん断変形($\gamma_2 = \gamma_1$)を考える必要がある。図 A-3において、右端を変形の基準として考えると、曲げ変形は上方向への変位を与え、せん断変形は下方向への変位を与えている事が分かる。これらの和は、縦方向に要素を二分割した場合と同様に元の要素の変形と等しくなる必要がある。図 A-4に示すように、要素全体の曲げ変形成分(θ_2)は近似的に算定できるので、図 A-3の算定式を用いることで、要素全体のせん断変形成分($\gamma_2 = \gamma_1$)を求める事ができる。

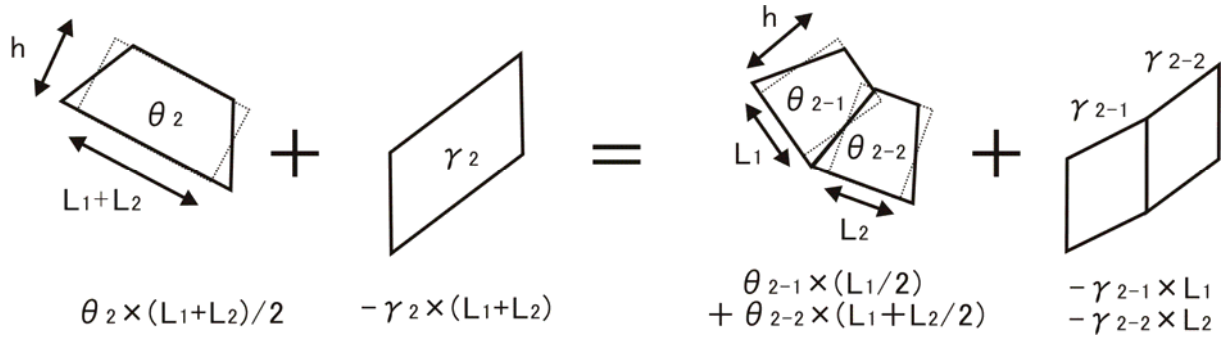


図 A-3 横方向に測定領域を分割した場合の計算

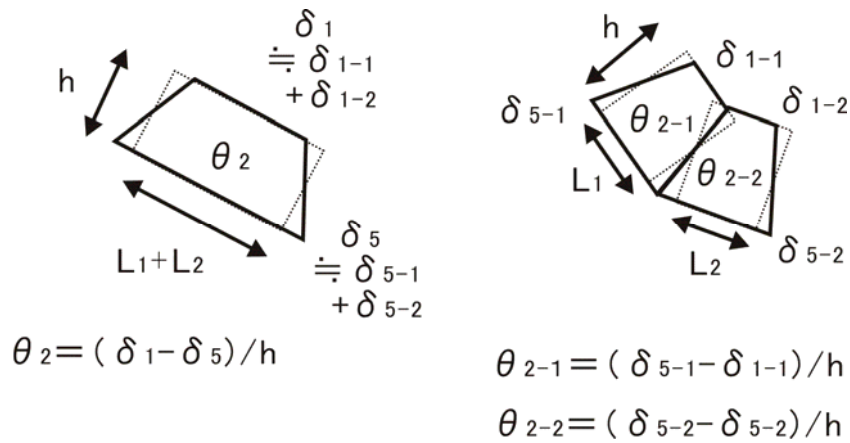


図 A-4 回転角の算定方法 2

以上の手法に基づき、実際には直接計算していない 1F 及び 2F の耐震壁曲げ変形角とせん断変形角を算定する。具体的には、まず、図 A-5(a) に示すように、各要素の回転角とせん断ひずみを計算する。

次にこれらを積分して、水平方向に 4 分割された要素全体の変形を求める。具体的には、鉛直変形に関する回転角及びせん断ひずみの積分を行い、まず要素全体の鉛直変形を求める。ここでは、1F の 4 分割要素の要素全体の鉛直変形の算定式を例として示す。なお L は各要素の水平方向長さである。

$$V_1 = (\theta_{2-14} \cdot 3.5L + \theta_{2-13} \cdot 2.5L + \theta_{2-12} \cdot 1.5L + \theta_{2-11} \cdot 0.5L) - (\gamma_{2-14} + \gamma_{2-13} + \gamma_{2-12} + \gamma_{2-11}) \cdot L \quad (\text{A-1})$$

次に、図 A-4 の手法に基づいて、簡易的に要素全体の曲げによる鉛直変形 $V_{1flexure}$ を算定する。要素全体の回転角を θ_{2-1} とすると、

$$V_{1flexure} = \theta_{2-1} \cdot 2L \quad (\text{A-2})$$

最後に、要素全体の鉛直変形から曲げによる鉛直変形を引く事で、せん断による鉛直変形が求まり、要素全体のせん断ひずみが求まる。

$$V_{1shear} = V_1 - V_{1flexure} \quad (\text{A-3})$$

$$\gamma_{1-2}(=\gamma_{1-1}) = V_{1shear} / 4L \quad (\text{A-4})$$

以上の手法に基づいて水平方向要素の変形を統合する事で、図 A-5(b)に示すように縦方向のみに要素が分割された状況になる。1Fに関しては、脚部と上部の変形をさらに足し合わせて、1F耐震壁の変形を算定する必要がある。横方向と同様に、回転角とせん断ひずみを積分し、全体の水平変形を算定する。なお、 h_0 は脚部要素の高さ、 h_1 は上部要素の高さである。

$$H_1 = (\theta_{1-0} \cdot (0.5h_0 + h_1) + \theta_{1-1} \cdot (0.5h_1)) - (\gamma_{1-0} \cdot h_0 + \gamma_{1-1} \cdot h_1) \quad (\text{A-5})$$

次に、図 A-2の手法に基づいて、簡易的に要素全体の曲げによる水平変形 $H_{1flexure}$ を算定する。1F耐震壁の回転角を θ_1 とすると、

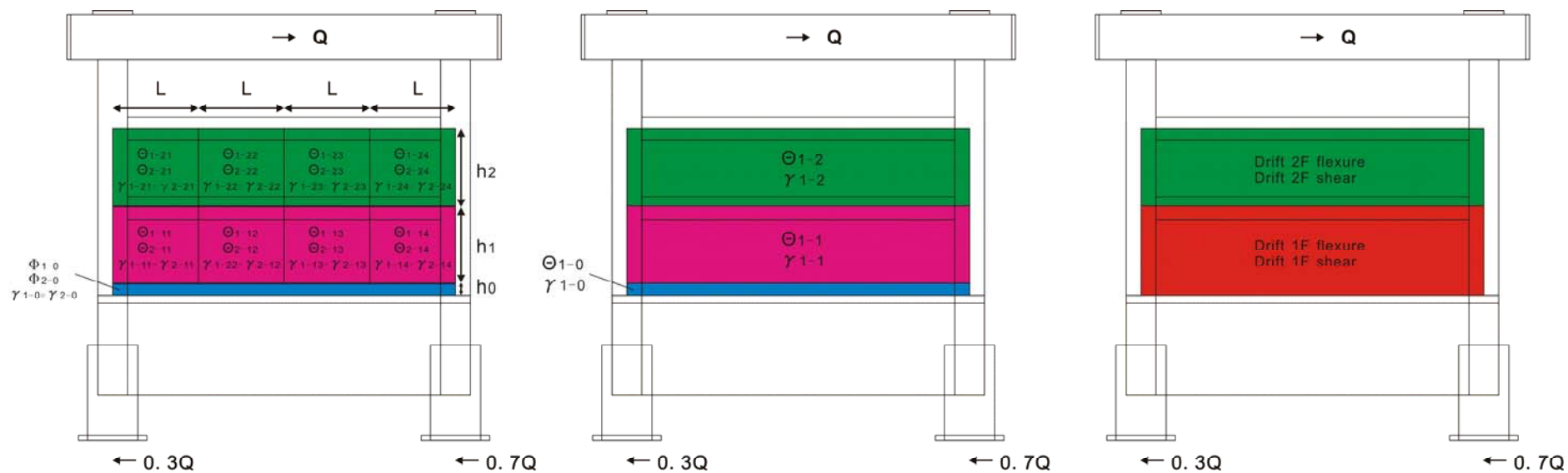
$$H_{1flexure} = \theta_1 \cdot 0.5(h_0 + h_1) \quad (\text{A-6})$$

最後に、要素全体の水平変形から曲げによる水平変形を引く事で、せん断による水平変形が求まり、1F耐震壁のせん断ひずみが求まる。

$$H_{1shear} = H_1 - H_{1flexure} \quad (\text{A-7})$$

$$\gamma_1 = H_{1shear} / (h_0 + h_1) \quad (\text{A-8})$$

以上の手法に基づき、本実験では 1F 耐震壁変形角の算定を行っている。この手法は非常に複雑であり、特に耐震壁小変形時には、計算の誤差が大きくなるものと考えられる。



(a) 各計測量域で算定される回転角とせん断ひずみ

(b) 横方向分割要素の統合

(c) 各階の曲げ及びせん断変形

図 A-5 耐震壁の計測領域と各領域の回転角、せん断ひずみの積分 (大型試験体)

以下に記号の一例を示す

θ_{1-21} : 2F の右から 1 番目の要素で、水平変位に関する曲げによる回転角

θ_{2-14} : 1F の右から 4 番目の要素で、鉛直変位に関する曲げによる回転角

γ_{1-0} : 壁脚におけるせん断ひずみ

付録B：P-△の補正

本実験では、耐震壁の変形が進むにつれて、鉛直ジャッキが傾き、軸力成分の一部が水平方向力として伝達されてしまう。ゆえに、載荷梁の水平方向変位を用いて（手法 1）これらを補正した。なお、PCWL試験体に関しては、鉛直方向ジャッキのピン部分の水平、鉛直方向変位を用いた補正（手法 2）もおこなったが、図 B-2に示すように手法 1 と手法 2 に見られる誤差は非常に小さかった為、ここでは全ての試験体に対して、手法 1 で統一してP-△の補正を行う。

以下に補正方法を示す。A 点、B 点、C 点、D 点の 4 つの計測点にそれぞれ水平変位 a_1, b_1, c_1, d_1 と鉛直変位 b_2, c_2 が生じた時の P-△効果を考える。与える荷重は、水平荷重 Q と鉛直荷重 N_c （圧縮側）及び N_b （引張側）である。鉛直ジャッキの傾きは、以下のように算定できる。

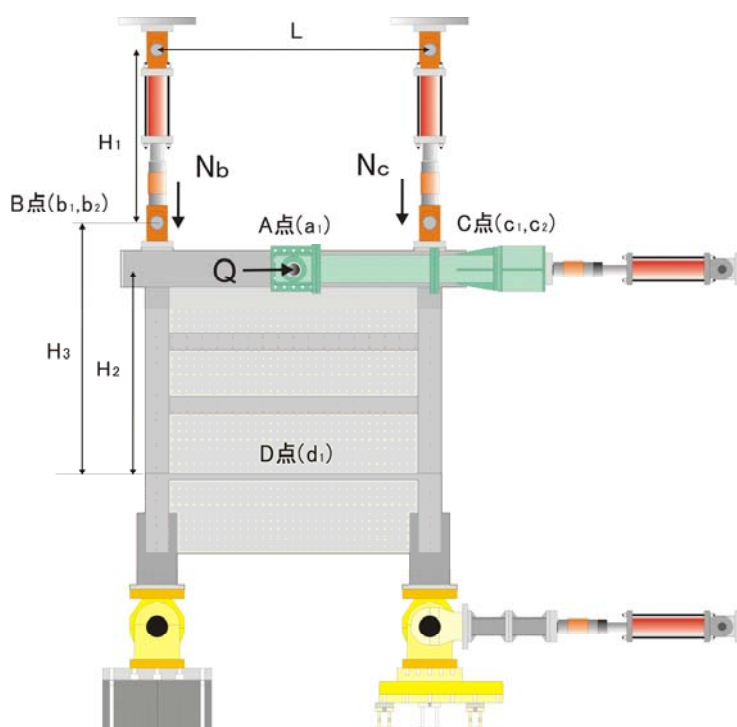


図 B-1 座標

- A 点：載荷梁中心位置
- B 点：引張側ピン中心位置
- C 点：圧縮側ピン中心位置
- D 点：壁脚中心位置

A 点のみでジャッキの回転角を算定する場合

$$\sin \theta_A = \frac{a_1}{H_1}$$

(B-1)

H_1 ：鉛直ジャッキのピン間距離（小型試験体 1865mm、大型試験体 1910mm）

B 点及び C 点でジャッキの回転角を算定する場合

$$\sin \theta_B = \frac{b_1}{\sqrt{(b_1)^2 + (H_1 + b_2)^2}}$$

(B-2)

水平荷重は、傾きが小さいものとして、水平方向のみの入力とする。水平荷重、鉛直荷重、壁脚モーメントは以下の算定式で求められる。

$$Q_{p-\angle A} = Q + N_B \sin \theta_A + N_C \sin \theta_A$$

(B-3)

$$N_{p-\angle A} = N_B \cos \theta_A + N_C \cos \theta_A$$

(B-4)

$$M_{p-\angle A} = Q \times H_2 + (N_B \sin \theta_A + N_C \sin \theta_A) \times H_3 \\ + (-N_B \cos \theta_A + N_C \cos \theta_A) \times \frac{L}{2} + N_{p-\angle A} \times (a_1 - d_1)$$

(B-5)

H_2 : 壁脚からの載荷梁中心高さ (小型試験体 1540mm、大型試験体 2260mm)

H_3 : 壁脚からの鉛直ジャッキのピン高さ (小型試験体 1085mm、大型試験体 2770mm)

L : 鉛直ジャッキ間距離 (小型試験体 3600mm、大型試験体 3000mm)

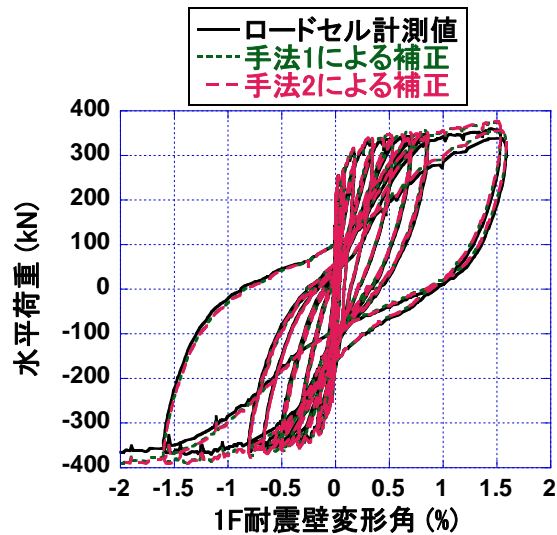


図 B-2 PCWL 試験体における P- \angle 補正

付録C：耐震壁の復元力モデルの算定

ここでは、文献 [C-1] 及び文献 [C-2] に基づいて、耐震壁の復元力特性の算定を行う。算定式等の詳細な説明は 2 章に示す。

なお、PCWL 試験体では、柱、壁部分は別打ちであり、コンクリートの圧縮強度や弾性係数が異なる。そこで、モーメント算定に用いるコンクリート強度に関しては、断面係数で、曲率の算定に用いる弾性係数に関しては、断面二次モーメントで平均化して用いた。また、せん断に関する事例に関しては、断面積を用いて、コンクリート強度を平均化した。

$$\sigma_{B(Moment)} = \frac{(43.9_{MPa} \cdot 1.87 \times 10^8_{mm^3} + 50.0_{MPa} \cdot 8.76 \times 10^7_{mm^3})}{1.87 \times 10^8_{mm^3} + 8.76 \times 10^7_{mm^3}} = 48.1_{MPa} \quad (C-1)$$

$$E_{c(Curvature)} = \frac{(2.69 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.05 \times 10^{11}_{mm^4} + 2.73 \times 10^4_{MPa} \cdot 1.20 \times 10^{11}_{mm^4})}{3.05 \times 10^{11}_{mm^4} + 1.20 \times 10^{11}_{mm^4}} = 2.71 \times 10^4_{MPa} \quad (C-2)$$

$$\sigma_{B(Shear)} = \frac{(43.9_{MPa} \cdot 1.35 \times 10^5_{mm^2} + 50.0_{MPa} \cdot 1.92 \times 10^5_{mm^2})}{1.35 \times 10^5_{mm^2} + 1.92 \times 10^5_{mm^2}} = 46.5_{MPa} \quad (C-3)$$

$$E_{c(Shear)} = \frac{(2.69 \times 10^4_{MPa} \cdot 1.35 \times 10^5_{mm^2} + 2.73 \times 10^4_{MPa} \cdot 1.92 \times 10^5_{mm^2})}{1.35 \times 10^5_{mm^2} + 1.92 \times 10^5_{mm^2}} = 2.71 \times 10^4_{MPa} \quad (C-4)$$

C-1 モーメントー曲率関係（文献 [6-1]）

< 曲げひび割れモーメント >

$$\begin{aligned}
 {}_B M_c &= 0.33 \times 1.8 \sqrt{\sigma_B} Z + N_w l / 6 \\
 &= 0.33 \times 1.8 \sqrt{41.3_{MPa}} \times 6.118 \cdot 10^7_{mm^3} + 266.6_{kN} \times 1960_{mm} / 6 = 320.7_{kNm} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 0.33 \times 1.8 \sqrt{60.3_{MPa}} \times 2.607 \cdot 10^8_{mm^3} + 706.0_{kN} \times 3260_{mm} / 6 = 1585.7_{kNm} \quad (MNWL) \\
 &= 0.33 \times 1.8 \sqrt{48.1_{MPa}} \times 2.607 \cdot 10^8_{mm^3} + 706.0_{kN} \times 3260_{mm} / 6 = 1457.6_{kNm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-5}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \{ b_c l^3 - (b_c - t_w)(l - 2D_c)^3 \} \\
 &= \frac{1}{12} \{ 160_{mm} \cdot 1960_{mm}^3 - (160_{mm} - 50_{mm})(1960_{mm} - 2 \cdot 160_{mm})^3 \} \\
 &= \frac{1}{12} \{ 260_{mm} \cdot 3260_{mm}^3 - (260_{mm} - 70_{mm})(3260_{mm} - 2 \cdot 260_{mm})^3 \} \\
 &= 5.996 \cdot 10^{10}_{mm^4} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 4.250 \cdot 10^{11}_{mm^4} \quad (MNWL, PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-6}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= \frac{I}{l} = \frac{5.996 \cdot 10^{10}_{mm^4}}{1960_{mm}} = 6.118 \cdot 10^7_{mm^3} \quad (MNW, PCW) \\
 &= \frac{4.250 \cdot 10^{11}_{mm^4}}{3260_{mm}} = 2.607 \cdot 10^8_{mm^3} \quad (MNWL, PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-7}$$

< 曲げ降伏モーメント >

$$\begin{aligned}
 {}_B M_y &= a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N_w l_w \\
 &= (4 \cdot 71.33_{mm^2}) \cdot 377.0_{MPa} \cdot 1800_{mm} + 0.5 \cdot (16 \cdot 12.56_{mm^2}) \cdot 498.9_{MPa} \cdot 1800_{mm} \\
 &= (8 \cdot 126.7_{mm^2}) \cdot 351.5_{MPa} \cdot 3000_{mm} + 0.5 \cdot (19 \cdot 31.67_{mm^2}) \cdot 376.5_{MPa} \cdot 3000_{mm} \\
 &\quad + 0.5 \cdot 266.6_{kN} \cdot 1800_{mm} = 523.8_{kNm} \quad (MNW, PCW) \\
 &\quad + 0.5 \cdot 706.0_{kN} \cdot 3000_{mm} = 2467.6_{kNm} \quad (MNWL, PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-8}$$

< 曲げひび割れ時曲率 >

$$\begin{aligned}
 \varphi_c &= {}_B M_c / E_c I \\
 &= 320.7_{kNm} / (2.76 \cdot 10^4_{MPa} \times 5.996 \cdot 10^{10}_{mm^4}) = 1.934 \cdot 10^{-7}_{1/mm} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 1585.7_{kNm} / (3.04 \cdot 10^4_{MPa} \times 4.250 \cdot 10^{11}_{mm^4}) = 1.226 \cdot 10^{-7}_{1/mm} \quad (MNWL) \\
 &= 1457.6_{kNm} / (2.72 \cdot 10^4_{MPa} \times 4.250 \cdot 10^{11}_{mm^4}) = 1.262 \cdot 10^{-7}_{1/mm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-9}$$

< 曲げ降伏時曲率 >

$$\varphi_c = \varepsilon_y / C_n$$

$$\begin{aligned} & 0.00201/1461_{mm} \quad 1.373 \cdot 10^{-6}_{1/mm} \quad (MNW, PCW) \\ & = 0.00200/2450_{mm} = 8.117 \cdot 10^{-7}_{1/mm} \quad (MNWL) \\ & 0.00200/2407_{mm} \quad 8.324 \cdot 10^{-7}_{1/mm} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-10)

< 備考 >

- ・ PCWL では、壁と柱でコンクリート圧縮強度、弾性係数が異なるので、断面二次モーメントで平均化した値を使用した。
- ・ 引張柱中心位置から弾性時中立軸までの距離 C_n は、コンクリートをコンクリートの弾性係数を持つ弾性体として、平面保持を仮定した断面解析を行って算定した。

C-2 モーメントー曲率関係（文献 [0-2]）

< 曲げひび割れモーメント >

$$\begin{aligned} & (3.62_{MPa} + 2.00_{MPa}) \times 6.118 \cdot 10^7_{mm^3} \quad 343.8_{kNm} \quad (MNW, PCW) \\ {}_B M_c = (\sigma_t + \sigma_o) Z_e & = (4.37_{MPa} + 2.16_{MPa}) \times 2.607 \cdot 10^8_{mm^3} = 1702_{kNm} \quad (MNWL) \\ & (3.90_{MPa} + 2.16_{MPa}) \times 2.607 \cdot 10^8_{mm^3} \quad 1581_{kNm} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-11)

Z_e は、(C-7)を参照

$$\begin{aligned} & 0.563 \sqrt{41.3_{MPa}} \quad 3.62_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\ \sigma_t = 0.563 \sqrt{\sigma_B} & = 0.563 \sqrt{60.3_{MPa}} = 4.37_{MPa} \quad (MNWL) \\ & 0.563 \sqrt{48.1_{MPa}} \quad 3.90_{MPa} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-12)

$$\begin{aligned} & 266.6_{kN} / 1.332 \cdot 10^5_{mm^2} \quad 2.00_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\ \sigma_o = N_w / A_{all} & = 706.0_{kN} / 3.270 \cdot 10^5_{mm^2} = 2.16_{MPa} \quad (MNWL) \\ & 706.0_{kN} / 3.270 \cdot 10^5_{mm^2} \quad 2.16_{MPa} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-13)

$$\begin{aligned} & 2 \times (160_{mm})^2 + 50_{mm} \cdot (1800_{mm} - 160_{mm} / 2) \quad 1.332 \cdot 10^5_{mm^2} \quad (MNW, PCW) \\ A_{all} & = 2 \times (260_{mm})^2 + 70_{mm} \cdot (3000_{mm} - 260_{mm} / 2) = 3.270 \cdot 10^5_{mm^2} \quad (MNWL) \\ & 2 \times (260_{mm})^2 + 70_{mm} \cdot (3000_{mm} - 260_{mm} / 2) \quad 3.270 \cdot 10^5_{mm^2} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-14)

< 曲げ降伏モーメント >

断面解析より、引張柱主筋と壁縦補強筋の 2/3 が降伏する際のモーメントを算定する。

$$\begin{aligned}
 & 524.1_{kNm} \quad (MNW, PCW) \\
 {}_B M_y &= 2490_{kNm} \quad (MNWL) \\
 & 2481_{kNm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-15}$$

< 曲げ終局モーメント >

断面解析より、引張柱主筋のひずみが 7.5% となる時のモーメントを求める。

$$\begin{aligned}
 & 612.9_{kNm} \quad (MNW, PCW) \\
 {}_B M_u &= 3075_{kNm} \quad (MNWL) \\
 & 3053_{kNm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-16}$$

< 曲げひび割れ時曲率 >

(C-9) と同じ

< 曲げ降伏時曲率 >

断面解析より、引張柱主筋と壁縦補強筋の 2/3 が降伏する際の曲率と、引張柱主筋が降伏する際の曲率を平均化した曲率を求める。

$$\begin{aligned}
 & 2.89 \times 10^{-6}_{1/mm} \quad (MNW, PCW) \\
 \phi_y &= 1.91 \times 10^{-6}_{1/mm} \quad (MNWL) \\
 & 1.83 \times 10^{-6}_{1/mm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-17}$$

< 限界曲率 >

$$\begin{aligned}
 \phi_u &= \min \left(\phi_{su}, \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\frac{c}{0.5D} \varepsilon_B}{\frac{c}{X_n} + 0.5D}, \frac{w}{2/3X_n} \varepsilon_B & x_{ne} \leq J_D \\ \frac{c}{X_n} \varepsilon_B & x_{ne} > J_D \end{array} \right\} \right) \\
 &= \min \left(\begin{array}{ll} \left(4.23 \times 10^{-5}_{1/mm}, 9.63 \times 10^{-5}_{1/mm} \right) & 4.23 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (MNW, PCW) \\ \left(2.53 \times 10^{-5}_{1/mm}, 3.89 \times 10^{-5}_{1/mm} \right) & 2.53 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (MNWL) \\ \left(2.52 \times 10^{-5}_{1/mm}, 4.06 \times 10^{-5}_{1/mm} \right) & 2.52 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (PCWL) \end{array} \right)
 \end{aligned}
 \tag{C-18}$$

ϕ_{su} は、断面解析において、引張柱主筋の平均ひずみが 7.5% になる時の曲率として求める。

$$\begin{aligned} & 0.00770/(0.5 \cdot 160_{mm}) \quad 9.63 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (MNW, PCW) \\ \frac{{}_c \mathcal{E}_B}{0.5D} &= 0.00506/(0.5 \cdot 260_{mm}) = 3.89 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (MNWL) \\ & 0.00528/(0.5 \cdot 260_{mm}) \quad 4.06 \times 10^{-5}_{1/mm} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-19)$$

$$\begin{aligned} & (16 \times 2_{mm}^2 \cdot \pi) \cdot 498.9_{MPa} + 266.6_{kN} \quad 366.9_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ T = a_{ww} \sigma_y + N &= (19 \times 31.67_{mm^2}) \cdot 376.5_{MPa} + 706.0_{kN} = 932.5_{kN} \quad (MNWL) \\ & (19 \times 31.67_{mm^2}) \cdot 376.5_{MPa} + 706.0_{kN} \quad 932.5_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-20)$$

$$\begin{aligned} & 0.9 \cdot 48.6_{MPa} \cdot 130_{mm} \cdot 130_{mm} \quad 739.2_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ C_c = 0.9 {}_c \sigma_c {}_B J_B J_D &= 0.9 \cdot 64.8_{MPa} \cdot 210_{mm} \cdot 210_{mm} = 2573_{kN} \quad (MNWL) \\ & 0.9 \cdot 54.6_{MPa} \cdot 210_{mm} \cdot 210_{mm} \quad 2116_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-21)$$

$$\begin{aligned} N_{cc} = \frac{T^2 + {}_b V_u^2}{T} &= \left\{ \begin{aligned} & (366.9_{kN}^2 + 109.8_{kN}^2) / 366.9_{kN} \quad 399.7_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ & (932.5_{kN}^2 + 450.9_{kN}^2) / 932.5_{kN} = 1151_{kN} \quad (MNWL) \\ & (932.5_{kN}^2 + 447.6_{kN}^2) / 932.5_{kN} \quad 1147_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \right. \end{aligned} \quad (C-22)$$

${}_b V_u^2$ は、 ϕ_{su} 時のせん断力を用いて計算する。

$$\begin{aligned} & 399.7_{kN} / (0.9 \cdot 48.6_{MPa} \cdot 130_{mm}) \quad 70.30_{mm} \quad (MNW, PCW) \\ x_{ne} = \frac{N_{cc}}{0.9 {}_c \sigma_c {}_B J_B} &= 1151_{kN} / (0.9 \cdot 64.8_{MPa} \cdot 210_{mm}) = 93.91_{mm} \quad (MNWL) \\ & 1147_{kN} / (0.9 \cdot 54.6_{MPa} \cdot 210_{mm}) \quad 111.2_{mm} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-23)$$

$$\begin{aligned} & (399.7_{kN} - 739.2_{kN}) / (41.3_{MPa} \cdot 50_{mm}) \quad -164.4_{mm} \quad (MNW, PCW) \\ X_n = \frac{N_{cc} - C_c}{\sigma_B t_w} &= (1151_{kN} - 2573_{kN}) / (60.3_{MPa} \cdot 70_{mm}) = -337.2_{mm} \quad (MNWL) \\ & (1147_{kN} - 2116_{kN}) / (50.0_{MPa} \cdot 70_{mm}) \quad -331.3_{mm} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-24)$$

C-3 水平荷重—せん断ひずみ関係（文献 [6-1]）

2.2.2 で紹介した手法で行った水平荷重—せん断ひずみ関係の計算結果を以下に示す。

<せん断ひび割れ荷重>

$$Q_{sc} = \frac{\tau_{sc} t l}{\kappa_w} = \begin{matrix} (2.96_{MPa} \cdot 50_{mm} \cdot 1800_{mm}) / 1.20 & 222.4_{kN} & (MNW, PCW) \\ (3.48_{MPa} \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm}) / 1.18 & 619.1_{kN} & (MNWL) \\ (3.15_{MPa} \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm}) / 1.18 & 560.6_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-25)$$

$$\tau_{sc} = \sqrt{c \sigma_t (c \sigma_t + \sigma_o)} = \begin{matrix} \sqrt{2.12_{MPa} (2.12_{MPa} + 2.00_{MPa})} & 2.96_{MPa} & (MNW, PCW) \\ \sqrt{2.56_{MPa} (2.56_{MPa} + 2.16_{MPa})} & 3.48_{MPa} & (MNWL) \\ \sqrt{2.25_{MPa} (2.25_{MPa} + 2.16_{MPa})} & 3.15_{MPa} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-26)$$

σ_o に関しては、(C-11)参照

$$c \sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B} = \begin{matrix} 0.33 \sqrt{41.3_{MPa}} & 2.12_{MPa} & (MNW, PCW) \\ 0.33 \sqrt{60.3_{MPa}} & 2.56_{MPa} & (MNWL) \\ 0.33 \sqrt{46.5_{MPa}} & 2.25_{MPa} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-27)$$

$$\kappa_w = 3(1+u) \frac{1-u^2(1-v)}{4(1-u^3(1-v))} = \begin{matrix} 1.20 & (MNW, PCW) \\ 1.18 & (MNWL) \\ 1.18 & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-28)$$

$$u = \frac{l_w'}{l_w' + \sum D} = \begin{matrix} 1640_{mm} / (1640_{mm} + 2 \times 160_{mm}) & 0.84 & (MNW, PCW) \\ 2740_{mm} / (2740_{mm} + 2 \times 260_{mm}) & 0.84 & (MNWL) \\ 2740_{mm} / (2740_{mm} + 2 \times 260_{mm}) & 0.84 & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-29)$$

$$v = \frac{t_w}{b} = \begin{matrix} 50_{mm} / 160_{mm} & 0.31 & (MNW, PCW) \\ 70_{mm} / 260_{mm} & 0.27 & (MNWL) \\ 70_{mm} / 260_{mm} & 0.27 & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-30)$$

<せん断強度>

まず、コンクリートの有効強度係数を求める。

$$\nu_o = 0.7 - \frac{\sigma_B (MPa)}{200} = 0.7 - \frac{41.3_{MPa}}{200} = 0.49 \quad (MNW, PCW)$$

$$= 0.7 - \frac{60.3_{MPa}}{200} = 0.40 \quad (MNWL)$$

$$= 0.7 - \frac{46.5_{MPa}}{200} = 0.47 \quad (PCWL)$$

(C-31)

塑性ヒンジを計画する部材に関しては、耐震壁の保証変形角に応じて、以下の式で有効係数を算定する。

<耐震壁の保証変形角が 0.005rad の時>

$$\nu = \begin{cases} \nu_o & R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u)\nu_o & 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4\nu_o & 0.02 \leq R_u \end{cases} = \begin{cases} 0.49 & (MNW, PCW) \\ 0.40 & (MNWL) \\ 0.47 & (PCWL) \end{cases}$$

(C-32)

<耐震壁の保証変形角が 0.02rad の時>

$$\nu = \begin{cases} \nu_o & R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u)\nu_o & 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4\nu_o & 0.02 \leq R_u \end{cases} = \begin{cases} 0.20 & (MNW, PCW) \\ 0.16 & (MNWL) \\ 0.19 & (PCWL) \end{cases}$$

(C-33)

ゆえに、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しているかどうかを確認する為の係数 $\nu\sigma_B/2$ は以下のよう求められる。

<耐震壁の保証変形角が 0.005rad の時>

$$\nu\sigma_B/2 = \frac{0.494 \cdot 41.3_{MPa}}{2} = 10.2_{MPa} \quad (MNW, PCW)$$

$$= \frac{0.399 \cdot 60.3_{MPa}}{2} = 12.0_{MPa} \quad (MNWL)$$

$$= \frac{0.468 \cdot 46.5_{MPa}}{2} = 10.9_{MPa} \quad (PCWL)$$

(C-34)

<耐震壁の保証変形角が 0.02rad の時>

$$\nu\sigma_B/2 = \frac{0.197 \cdot 41.3_{MPa}}{2} = 4.08_{MPa} \quad (MNW, PCW)$$

$$= \frac{0.159 \cdot 60.3_{MPa}}{2} = 4.81_{MPa} \quad (MNWL)$$

$$= \frac{0.187 \cdot 46.5_{MPa}}{2} = 4.35_{MPa} \quad (PCWL)$$

(C-35)

次に、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しているかどうかを確認する為のもう一つの係数 $p_s \sigma_{sy}$ を求める。まず、壁筋比は以下のようにして求める。

$$p_s = \frac{(2^2 \pi_{mm^2}) / (50_{mm} \cdot 100_{mm})}{(31.67_{mm^2}) / (70_{mm} \cdot 150_{mm})} = 0.00251 (MNW, PCW) \quad 0.00302 (MNWL) \quad 0.00302 (PCWL) \quad (C-36)$$

ゆえに、

$$p_s \sigma_{sy} = \frac{0.00251 \cdot 392.3_{MPa}}{0.00302 \cdot 376.5_{MPa}} = 1.14_{MPa} \quad (MNW, PCW) \quad 1.14_{MPa} (MNWL) \quad 1.14_{MPa} (PCWL) \quad (C-37)$$

なお、 σ_{sy} に関しては、4000kgf/cm² 以下が適用範囲であるので、MNW 試験体及び PCW 試験体に関しては、 $\sigma_{sy} = 4000_{kgf/cm^2} \times 0.09807 = 392.3_{MPa}$ とする。

(C-38)

ゆえに本研究では、(C-34)、(C-35)及び (C-37)から明らかなように全ての試験体において、常に $p_s \sigma_{sy} < \nu \sigma_B / 2$ が成り立つので、せん断強度時にはせん断補強筋は全て降伏している。

次に、アーチ機構の有効壁長さを求める。

$$t_w D = \frac{50_{mm} \cdot 160_{mm}}{70_{mm} \cdot 260_{mm}} = \frac{8.00 \times 10^3_{mm^2}}{1.82 \times 10^4_{mm^2}} \quad (MNW, PCW) \quad 1.82 \times 10^4_{mm^2} (MNWL) \quad 1.82 \times 10^4_{mm^2} (PCWL) \quad (C-39)$$

$$A_{ce} = A_c - \frac{N_{cc}}{\sigma_B} = \frac{160_{mm} \cdot 160_{mm} - 266.6_{kN} / 41.3_{MPa}}{260_{mm} \cdot 260_{mm} - 706.0_{kN} / 60.3_{MPa}} = \frac{1.91 \times 10^4_{mm^4}}{5.59 \times 10^4_{mm^4}} \quad (MNW, PCW) \quad 5.59 \times 10^4_{mm^4} (MNWL) \quad 5.24 \times 10^4_{mm^4} (PCWL) \quad (C-40)$$

$A_{ce} \leq 3t_w D$ を満たす必要があるので、(C-41)より、 A_{ce} は最終的に (C-42)で求められる。

$$\begin{aligned}
 & 3 \cdot 50_{mm} \cdot 160_{mm} = 2.40 \times 10^4_{mm^2} \quad (MNW, PCW) \\
 3t_w D &= 3 \cdot 70_{mm} \cdot 260_{mm} = 5.46 \times 10^4_{mm^2} \quad (MNWL) \\
 & 3 \cdot 70_{mm} \cdot 260_{mm} = 5.46 \times 10^4_{mm^2} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-41}$$

$$\begin{aligned}
 & 1.91 \times 10^4_{mm^4} \quad (MNW, PCW) \\
 A_{ce} &= 5.46 \times 10^4_{mm^4} \quad (MNWL) \\
 & 5.24 \times 10^4_{mm^4} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-42}$$

ゆえに、(C-39)(C-40)より、 $A_{ce} > t_w D$ を満たすので、アーチ機構の有効壁長さは以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
 \Delta l_{wa} &= \begin{cases} A_{ce}/t_w & A_{ce} \leq t_w D \\ \left(D + \sqrt{A_{ce} D / t_w} \right) / 2 & A_{ce} > t_w D \end{cases} \\
 & (160_{mm} + \sqrt{(1.91 \times 10^4_{mm^2} \cdot 160_{mm}) / 50_{mm}} / 2) = 204_{mm} \quad (MNW, PCW) \\
 & = 260_{mm} + \sqrt{(5.46 \times 10^4_{mm^2} \cdot 260_{mm}) / 70_{mm}} / 2 = 355_{mm} \quad (MNWL) \\
 & 260_{mm} + \sqrt{(5.24 \times 10^4_{mm^2} \cdot 260_{mm}) / 70_{mm}} / 2 = 351_{mm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-43}$$

ゆえに、

$$\begin{aligned}
 & 1640_{mm} + 160_{mm} + 204_{mm} = 2004_{mm} \quad (MNW, PCW) \\
 l_{wa} = l_w' + D + \Delta l_{wa} &= 2740_{mm} + 260_{mm} + 355_{mm} = 3355_{mm} \quad (MNWL) \\
 & 2740_{mm} + 260_{mm} + 351_{mm} = 3351_{mm} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-44}$$

(C-39)(C-40)より、 $A_{ce} > t_w D$ を満たすので、トラス機構の等価壁長さの増分は、以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
 \Delta l_{wb} &= \begin{cases} A_{ce}/t_w & A_{ce} \leq t_w D \\ D & A_{ce} > t_w D \end{cases} = \begin{cases} 160_{mm} & (MNW, PCW) \\ 260_{mm} & (MNWL) \\ 260_{mm} & (PCWL) \end{cases}
 \end{aligned}
 \tag{C-45}$$

ゆえに、トラス機構の等価壁長さは以下ようになる。

$$l_{wb} = l_w + D + \Delta l_{wb} = \begin{matrix} 1640_{mm} + 160_{mm} + 160_{mm} & 1960_{mm} & (MNW, PCW) \\ 2740_{mm} + 260_{mm} + 260_{mm} & 3260_{mm} & (MNWL) \\ 2740_{mm} + 260_{mm} + 260_{mm} & 3260_{mm} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-46)$$

また、アーチ機構の角度 θ は以下の式で求められる。

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} = \begin{matrix} \sqrt{(520_{mm}/2004_{mm})^2 + 1} - 520_{mm}/2004_{mm} & 0.774 & (MNW, PCW) \\ \sqrt{(860_{mm}/3355_{mm})^2 + 1} - 860_{mm}/3355_{mm} & 0.776 & (MNWL) \\ \sqrt{(860_{mm}/3351_{mm})^2 + 1} - 860_{mm}/3351_{mm} & 0.776 & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-47)$$

なお、アーチ機構の側柱有効断面積による効果を壁長さの増分に換算する場合、側柱のトラス機構によるせん断強度が、アーチ機構により耐震壁から伝達されるせん断力に対して大きい事を確認しなければならない。

耐震壁の保証変形角が 0.005rad 以下を想定する時

$$b_e = \frac{A_{ce}}{D} - \beta \cdot t_w = \begin{matrix} 1.91 \times 10^4_{mm^4} / 160_{mm} - 0.0967 \cdot 50_{mm} & 115_{mm} & (MNW, PCW) \\ 5.46 \times 10^4_{mm^4} / 260_{mm} - 0.0945 \cdot 70_{mm} & 203_{mm} & (MNWL) \\ 5.24 \times 10^4_{mm^4} / 260_{mm} - 0.105 \cdot 70_{mm} & 194_{mm} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-48)$$

$$V_{tc} = b_e j_e \cdot \text{Min}(p_{cs} \sigma_{csy}, \frac{v \sigma_B}{2}) \cot \phi$$

$$\begin{matrix} 115_{mm} \cdot 130_{mm} \cdot \text{Min}(0.00314 \cdot 1084_{MPa}, 10.2_{MPa}) \cdot 1.0 & 50.8_{kN} & (MNW, PCW) \\ = 203_{mm} \cdot 210_{mm} \cdot \text{Min}(0.00549 \cdot 919_{MPa}, 12.0_{MPa}) \cdot 1.0 & = 215_{kN} & (MNWL) \\ 194_{mm} \cdot 210_{mm} \cdot \text{Min}(0.00549 \cdot 919_{MPa}, 10.9_{MPa}) \cdot 1.0 & 206_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-49)$$

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2$$

$$\begin{matrix} 0.774 \cdot (1 - 0.0967) \cdot 50_{mm} \cdot 2004_{mm} \cdot 10.2_{MPa} & 713_{kN} & (MNW, PCW) \\ = 0.776 \cdot (1 - 0.0945) \cdot 70_{mm} \cdot 3355_{mm} \cdot 12.0_{MPa} & = 1982_{kN} & (MNWL) \\ 0.776 \cdot (1 - 0.105) \cdot 70_{mm} \cdot 3351_{mm} \cdot 10.9_{MPa} & 1770_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-50)$$

ゆえに、側柱が負担するせん断力は、以下の式で表される。

$$2V_a \frac{\Delta l_{wa} - D/2}{l_{wa}(1 + \tan^2 \theta)/2}$$

$$\begin{aligned} & 2 \cdot 713_{kN} (204_{mm} - 160_{mm}/2) / (2004_{mm} \cdot (1 + 0.774^2)/2) = 110_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ & = 2 \cdot 1982_{kN} (355_{mm} - 260_{mm}/2) / (3355_{mm} \cdot (1 + 0.776^2)/2) = 332_{kN} \quad (MNWL) \\ & 2 \cdot 1770_{kN} (351_{mm} - 260_{mm}/2) / (3351_{mm} \cdot (1 + 0.776^2)/2) = 291_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-51)

全ての試験体において、(C-52)が成り立たないので、 Δl_{wa} をアーチ機構の等価長さに加味することは出来ない。ゆえに、文献 [C-1] pp.393 より、アーチ機構及びトラス機構の等価壁長さは、(C-53)及び (C-54) に示すように算定される。

$$2V_a \frac{\Delta l_{wa} - D/2}{l_{wa}(1 + \tan^2 \theta)/2} \leq V_{tc}$$

(C-52)

$$\begin{aligned} & 1640_{mm} + 160_{mm} \quad 1800_{mm} \quad (MNW, PCW) \\ l_{wa} = l_w' + D + \Delta l_{wa} &= 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \quad (MNWL) \\ & 2740_{mm} + 260_{mm} \quad 3000_{mm} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-53)

$$\begin{aligned} & 1640_{mm} + 160_{mm} \quad 1800_{mm} \quad (MNW, PCW) \\ l_{wb} = l_w' + D + \Delta l_{wb} &= 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \quad (MNWL) \\ & 2740_{mm} + 260_{mm} \quad 3000_{mm} \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-54)

アーチ機構の角度 θ は以下の式で求められる。

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} = \frac{\sqrt{(520_{mm}/1800_{mm})^2 + 1} - 520_{mm}/1800_{mm}}{\sqrt{(860_{mm}/3000_{mm})^2 + 1} - 860_{mm}/3000_{mm}} = \frac{0.752}{0.754} \quad (MNW, PCW)$$

$$\tan \theta = \frac{0.752}{0.754} \quad (MNWL)$$

$$\tan \theta = \frac{0.752}{0.754} \quad (PCWL)$$

(C-55)

耐震壁の保証変形角が 0.005rad の時、 β は以下の式で算定される。

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_s \sigma_{sy}}{\nu \sigma_B} = \frac{(1 + 1^2) \cdot 0.985_{MPa} / 20.2_{MPa}}{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 24.1_{MPa}} = \frac{0.0975}{0.0945} \quad (MNW, PCW)$$

$$\beta = \frac{0.0975}{0.105} \quad (MNWL)$$

$$\beta = \frac{0.0975}{0.105} \quad (PCWL)$$

(C-56)

その時(0.005rad) のせん断強度は以下の式で求められる。

$$\begin{aligned}
 {}_wQ_{sy} &= t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \\
 &= 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 0.985_{MPa} \cdot 1.0 + 0.752 \cdot (1 - 0.0967) \cdot 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 10.2_{MPa} \\
 &= 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.14_{MPa} \cdot 1.0 + 0.754 \cdot (1 - 0.0945) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 12.0_{MPa} \\
 &\quad 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.14_{MPa} \cdot 1.0 + 0.754 \cdot (1 - 0.105) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 10.9_{MPa} \\
 &= 712_{kN} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 1960_{kN} \quad (MNWL) \\
 &= 1778_{kN} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-57}$$

耐震壁の保証変形角が 0.02rad の時、 β は以下の式で算定される。

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_s \sigma_{sy}}{\nu \sigma_B} = \frac{(1 + 1^2) \cdot 0.985_{MPa} / 8.26_{MPa}}{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 9.65_{MPa}} = 0.242 \quad (MNW, PCW)$$

$$\beta = \frac{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 8.84_{MPa}}{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 8.84_{MPa}} = 0.236 \quad (MNWL)$$

$$\beta = \frac{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 8.84_{MPa}}{(1 + 1^2) \cdot 1.14_{MPa} / 8.84_{MPa}} = 0.261 \quad (PCWL)$$

$$\tag{C-58}$$

その時(0.02rad) のせん断強度は以下の式で求められる。

$$\begin{aligned}
 {}_wQ_{sy} &= t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \\
 &= 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 0.985_{MPa} \cdot 1.0 + 0.752 \cdot (1 - 0.242) \cdot 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 4.08_{MPa} \\
 &= 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.14_{MPa} \cdot 1.0 + 0.754 \cdot (1 - 0.236) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 4.81_{MPa} \\
 &\quad 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.14_{MPa} \cdot 1.0 + 0.754 \cdot (1 - 0.261) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 4.35_{MPa} \\
 &= 298_{kN} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 819_{kN} \quad (MNWL) \\
 &= 747_{kN} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-59}$$

<せん断ひび割れ時せん断ひずみ>

$$\begin{aligned}
 \gamma_c &= {}_wQ_{sc} / G_c A_w = 222.4_{kN} / (1.15 \times 10^4_{MPa} \cdot 1.332 \times 10^5_{mm^2}) = 1.45 \times 10^{-4} \quad (MNW, PCW) \\
 &= 619.1_{kN} / (1.27 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.270 \times 10^5_{mm^2}) = 1.49 \times 10^{-4} \quad (MNWL) \\
 &= 560.6_{kN} / (1.13 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.270 \times 10^5_{mm^2}) = 1.52 \times 10^{-4} \quad (PCWL)
 \end{aligned}
 \tag{C-60}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\gamma)} = \frac{2.76 \times 10^4 \text{ MPa} / (2 \cdot (1+0.2))}{2.72 \times 10^4 \text{ MPa} / (2 \cdot (1+0.2))} = \frac{1.15 \times 10^4 \text{ MPa} (MNW, PCW)}{1.13 \times 10^4 \text{ MPa} (PCWL)} = 1.27 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (MNWL)$$

(C-61)

A_w は、(C-14)より求める。

<せん断強度時せん断ひずみ>

$$\gamma_c = 0.004$$

(C-62)

C-4 水平荷重—せん断ひずみ関係（文献 [C-2]）

<第一折れ点荷重>

まず、1F耐震壁中心高さ位置において、曲げひび割れが発生する際のせん断力を計算する。(C-11)より、耐震壁の曲げひび割れモーメントは以下の式で求められる。

$$\begin{aligned} & 343.8_{kNm} (MNW, PCW) \\ {}_B M_c = (\sigma_t + \sigma_o) Z_e = & 1702_{kNm} (MNWL) \\ & 1581_{kNm} (PCWL) \end{aligned} \quad (C-63)$$

なお、せん断力と脚部モーメントの関係は、(C-64)で表されるので、1F耐震壁中心高さ位置におけるモーメントは、それぞれの1階高さを用いて(C-65)で表される。

$$\begin{aligned} & 5.58_m \cdot Q (MNW, PCW) \\ M_{1Fbottom} = & 6.82_m \cdot Q (MNWL) \\ & 6.82_m \cdot Q (PCWL) \end{aligned} \quad (C-64)$$

$$\begin{aligned} & (5.58_m - 0.23_m) \cdot Q \quad 5.35_m \cdot Q (MNW, PCW) \\ M_{1Fmiddle} = & (6.82_m - 0.38_m) \cdot Q = 6.44_m \cdot Q (MNWL) \\ & (6.82_m - 0.38_m) \cdot Q \quad 6.44_m \cdot Q (PCWL) \end{aligned} \quad (C-65)$$

ゆえに、1F耐震壁中心高さ位置におけるモーメントが、耐震壁の曲げひび割れモーメントになる時のせん断力は、以下の式で算定できる。(C-11)及び(C-65)を参考にして、

$$\begin{aligned} & 343.8_{kNm} / 5.35_m \quad 64.3_{kN} (MNW, PCW) \\ {}_b V_{cr} = & 1702_{kNm} / 6.44_m = 264.3_{kN} (MNWL) \\ & 1581_{kNm} / 6.44_m \quad 245.8_{kN} (PCWL) \end{aligned} \quad (C-66)$$

次に 1F耐震壁にせん断ひび割れが発生する際の荷重を求める。(C-25)を参照すると、せん断ひび割れ強度は以下のように求められる。

$${}_sV_{cr} = \frac{\tau_{sc} t l}{K_w} = \begin{matrix} 222.4_{kN} & (MNW, PCW) \\ 619.1_{kN} & (MNWL) \\ 560.6_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-67)$$

ゆえに、第一折れ点荷重は耐震壁の曲げひび割れ荷重から求められる。

$$V_1 = \min({}_bV_{cr}, {}_sV_{cr}) = \begin{matrix} 64.3_{kN} & (MNW, PCW) \\ 264.3_{kN} & (MNWL) \\ 245.8_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-68)$$

<第二折れ点荷重>

まず、耐震壁脚部が曲げ降伏する時のせん断力を算定する。(C-15)及び(C-64)より、

$${}_bV_y = \begin{matrix} 524.1_{kNm} / 5.58_m & 93.9_{kN} & (MNW, PCW) \\ 2490_{kNm} / 6.82_m & 365.1_{kN} & (MNWL) \\ 2481_{kNm} / 6.82_m & 363.7_{kN} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-69)$$

まず、コンクリートの有効強度係数を求める。なお、文献 [C-1]では、(C-31)に示すように、下限値を与える ν_o の値を定めたが、ここでは、平均値的な ν_o を設定した。

$$\nu_o = \begin{cases} 0.8 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 70MPa \\ 1.907\sigma_B^{-0.34} & \sigma_B > 70MPa \end{cases} = \begin{matrix} 0.8 - 41.3_{MPa} / 200 & 0.594 & (MNW, PCW) \\ 0.8 - 60.3_{MPa} / 200 & 0.499 & (MNWL) \\ 0.8 - 46.5_{MPa} / 200 & 0.568 & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-70)$$

ゆえに、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しているかどうかを確認する為の係数 $\nu\sigma_B/2$ は以下のように求められる。

$$\nu\sigma_B/2 = \begin{matrix} 0.594 \cdot 41.3_{MPa} / 2 & 12.3_{MPa} & (MNW, PCW) \\ 0.499 \cdot 60.3_{MPa} / 2 & 15.0_{MPa} & (MNWL) \\ 0.568 \cdot 46.5_{MPa} / 2 & 13.2_{MPa} & (PCWL) \end{matrix} \quad (C-71)$$

次に、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しているかどうかを確認する為のもう一つの係数 $p_s \sigma_{sy}$ を求める。まず、壁筋比は以下のようにして求める。なお、最下層下部を除く、梁主筋の半分を壁横補強筋に加味して考える。

$$\begin{aligned}
 p_s &= \frac{(4 \times 2^2 \pi_{mm^2} + 2 \times 31.67_{mm^2}) / (520_{mm} \cdot 50_{mm})}{(5 \times 31.67_{mm^2} + 2 \times 71.33_{mm^2}) / (860_{mm} \cdot 150_{mm})} = 0.00437 \text{ (MNW, PCW)} \\
 &= 0.00500 \text{ (MNWL)} \\
 &= 0.00500 \text{ (PCWL)}
 \end{aligned} \tag{C-72}$$

また、梁主筋と壁横補強筋の平均降伏強度は以下の式で算定できる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sy} &= \frac{(498.9_{MPa} \cdot (4 \times 2^2 \pi_{mm^2}) + 374.7_{MPa} \cdot (2 \times 31.67_{mm^2})) / (4 \times 2^2 \pi_{mm^2} + 2 \times 31.67_{mm^2})}{(376.5_{MPa} \cdot (5 \times 31.67_{mm^2}) + 378.3_{MPa} \cdot (2 \times 71.33_{mm^2})) / (5 \times 31.67_{mm^2} + 2 \times 71.33_{mm^2})} \\
 &= \frac{(376.5_{MPa} \cdot (5 \times 31.67_{mm^2}) + 378.3_{MPa} \cdot (2 \times 71.33_{mm^2})) / (5 \times 31.67_{mm^2} + 2 \times 71.33_{mm^2})}{429.7_{MPa} \text{ (MNW, PCW)}} \\
 &= 377.4_{MPa} \text{ (MNWL)} \\
 &= 377.4_{MPa} \text{ (PCWL)}
 \end{aligned} \tag{C-73}$$

ゆえに、

$$\begin{aligned}
 p_s \sigma_{sy} &= 0.00437 \cdot 429.7_{MPa} = 1.88_{MPa} \text{ (MNW, PCW)} \\
 &= 0.00500 \cdot 377.4_{MPa} = 1.89_{MPa} \text{ (MNWL)} \\
 &= 0.00500 \cdot 377.4_{MPa} = 1.89_{MPa} \text{ (PCWL)}
 \end{aligned} \tag{C-74}$$

ゆえに本研究では、(C-71)及び (C-74)から明らかなように全ての試験体において、常に $p_s \sigma_{sy} < v \sigma_B / 2$ が成り立つので、せん断強度時にはせん断補強筋は全て降伏している。

次にアーチ機構及びトラス機構の有効壁長さを求める。ここでは、文献 [C-1]による検討と同じく、側柱部分による柱長さの増分は無視して考える。

$$\begin{aligned}
 l_{wa} &= l_w' + D + \Delta l_{wa} = 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \text{ (MNWL)} \\
 &= 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \text{ (PCWL)}
 \end{aligned} \tag{C-75}$$

$$\begin{aligned}
l_{wb} &= l_w + D + \Delta l_{wb} = \frac{1640_{mm} + 160_{mm}}{2740_{mm} + 260_{mm}} \frac{1800_{mm}}{3000_{mm}} (MNW, PCW) \\
&= 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \quad (MNWL) \\
&= 2740_{mm} + 260_{mm} = 3000_{mm} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-76}$$

連層アーチ機構の角度 θ は以下の式で求められる。

$$\begin{aligned}
\tan \theta &= \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} = \frac{\sqrt{(1540_{mm}/1800_{mm})^2 + 1} - 1540_{mm}/1800_{mm}}{\sqrt{(860_{mm}/3000_{mm})^2 + 1} - 2260_{mm}/3000_{mm}} = 0.460 (MNW, PCW) \\
&= 0.499 \quad (MNWL) \\
&= 0.499 \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-77}$$

β は以下の式で算定される。

$$\begin{aligned}
\beta &= (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_s \sigma_{sy}}{v \sigma_B} = \frac{(1 + 1^2) \cdot 1.88_{MPa} / 24.5_{MPa}}{(1 + 1^2) \cdot 1.89_{MPa} / 30.1_{MPa}} = 0.153 (MNW, PCW) \\
&= 0.126 \quad (MNWL) \\
&= 0.143 \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-78}$$

ゆえに、せん断強度は以下の式で求められる。

$$\begin{aligned}
{}_s V_u &= t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_o \sigma_B / 2 \\
&= 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 1.88_{MPa} \cdot 1.0 + 0.460 \cdot (1 - 0.153) \cdot 50_{mm} \cdot 1800_{mm} \cdot 12.3_{MPa} \\
&= 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.89_{MPa} \cdot 1.0 + 0.499 \cdot (1 - 0.126) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 15.0_{MPa} \\
&= 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 1.89_{MPa} \cdot 1.0 + 0.499 \cdot (1 - 0.143) \cdot 70_{mm} \cdot 3000_{mm} \cdot 13.2_{MPa} \\
&= 598.9_{kN} \quad (MNW, PCW) \\
&= 1772_{kN} \quad (MNWL) \\
&= 1580_{kN} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-79}$$

ゆえに、第二折れ点荷重は、耐震壁の曲げ降伏強度によって決まる。

$$\begin{aligned}
V_2 &= \min({}_b V_y, {}_s V_u) = 93.9_{kN} \quad (MNW, PCW) \\
&= 365.1_{kN} \quad (MNWL) \\
&= 363.7_{kN} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-80}$$

<終局点荷重>

まず、耐震壁終局強度時のせん断力を算定する。(C-16)及び(C-64)より、

$$\begin{aligned} & 612.9_{kNm} / 5.58_m \quad 109.8_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ {}_bV_y &= 3075_{kNm} / 6.82_m = 450.9_{kN} \quad (MNWL) \\ & 3053_{kNm} / 6.82_m \quad 447.6_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-81)$$

次に、せん断終局強度の0.8倍を計算する。(C-79)より、

$$\begin{aligned} & 0.8 \times 598.9_{kN} \quad 479.1_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ {}_sV_u &= 0.8 \times 1772_{kN} = 1418_{kN} \quad (MNWL) \\ & 0.8 \times 1580_{kN} \quad 1264_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-82)$$

ゆえに、終局点荷重は、耐震壁の曲げ終局強度から定まる。

$$\begin{aligned} & 109.8_{kN} \quad (MNW, PCW) \\ V_3 &= \min({}_sV_u, {}_bV_u) = 450.9_{kN} \quad (MNWL) \\ & 447.6_{kN} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-83)$$

<第一折れ点せん断ひずみ>

せん断ひび割れ強度時のせん断ひずみ γ_{cr} は、以下の式で求められる。 ${}_sV_{cr}$ は(C-25)から、 G_c は(C-61)から、また A_{all} は、(C-14)から求められる。ゆえに、

$$\begin{aligned} {}_s\gamma_{cr} &= \frac{{}_sV_{cr} \kappa_e}{G_c A_{all}} = \frac{(222.4_{kN} \cdot 1.47) / (1.15 \times 10^4_{MPa} \cdot 1.33 \times 10^5_{mm^2})}{(619.1_{kN} \cdot 1.53) / (1.27 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.27 \times 10^5_{mm^2})} = 2.07 \times 10^{-4} \quad (MNW, PCW) \\ & \quad \quad \quad (560.6_{kN} \cdot 1.53) / (1.13 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.27 \times 10^5_{mm^2}) = 2.23 \times 10^{-4} \quad (MNWL) \\ & \quad \quad \quad (560.6_{kN} \cdot 1.53) / (1.13 \times 10^4_{MPa} \cdot 3.27 \times 10^5_{mm^2}) = 2.27 \times 10^{-4} \quad (PCWL) \end{aligned} \quad (C-84)$$

$$\begin{aligned} \kappa_e &= 72 \frac{(1 + 2\alpha\beta)}{\{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2\}^2} \\ &\times \left\{ \frac{8}{15} \alpha \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^5 - \frac{1}{2} \alpha (1 - \alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^4 + \frac{1}{4} \alpha (1 - \alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{1}{4} (1 - \alpha) \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8} \alpha \right) \right\} \\ & 1.47 \quad (MNW, PCW) \\ &= 1.53 \quad (MNWL) \\ & 1.53 \quad (PCWL) \end{aligned}$$

(C-85)

$$\alpha = \frac{b}{t_w} = \frac{160_{mm}/50_{mm}}{260_{mm}/70_{mm}} = \frac{3.20(MNW, PCW)}{3.71(MNWL)} \quad (C-86)$$

$$\beta = \frac{D}{l_w} = \frac{160_{mm}/1640_{mm}}{260_{mm}/2740_{mm}} = \frac{0.0976(MNW, PCW)}{0.0949(MNWL)} \quad (C-87)$$

ゆえに、第一折れ点のせん断ひずみ γ_1 は、以下の式で求められる。

$$\gamma_1 = \gamma_{cr} \cdot V_1 / V_{cr} = \frac{2.07 \times 10^{-4} \cdot 64.3_{kN} / 222.4_{kN}}{2.23 \times 10^{-4} \cdot 264.3_{kN} / 619.1_{kN}} = \frac{5.98 \times 10^{-5}(MNW, PCW)}{9.51 \times 10^{-5}(MNWL)} \quad (C-88)$$

<第二折れ点せん断ひずみ>

まず、せん断強度時のせん断ひずみを求める為に、せん断強度時の平均せん断応力度を算定する。(C-79)を参考にして、

$${}_s\tau_u = \frac{{}_sV_u}{l_w t_w} = \frac{598.9_{kN} / (1960_{mm} \cdot 50_{mm})}{1772_{kN} / (3260_{mm} \cdot 70_{mm})} = \frac{6.65_{MPa}(MNW, PCW)}{8.44_{MPa}(MNWL)} \quad (C-89)$$

トラス剛性は以下の式で算定する。本研究の耐震壁のシアスパン比は、小型試験体では、1540mm/1800mm=0.856 であり、大型試験体では、2260mm/3000mm=0.753 となっている。ゆえに、本研究における耐震壁のトラス剛性の主圧縮方向角度は、 $\theta_{11}=45^\circ$ とする。

$$\begin{aligned}
G_{rs1} &= \frac{1}{\left[\frac{1}{K_2 \cos^2 \theta_{t1} \sin^2 \theta_{t1}} + \frac{\tan^2 \theta_{t1}}{K_x} + \frac{1}{K_y \tan^2 \theta_{t1}} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(1.94 \times 10^4 \text{ MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{2.82 \times 10^4 \text{ MPa}} + \frac{1}{(1.70 \times 10^3 \text{ MPa}) \cdot 1^2} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(2.13 \times 10^4 \text{ MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{3.44 \times 10^4 \text{ MPa}} + \frac{1}{(2.21 \times 10^3 \text{ MPa}) \cdot 1^2} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(1.90 \times 10^4 \text{ MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{3.07 \times 10^4 \text{ MPa}} + \frac{1}{(2.21 \times 10^3 \text{ MPa}) \cdot 1^2} \right]} \\
&= 1.20 \times 10^3 \text{ MPa} \quad (\text{MNW, PCW}) \\
&= 1.49 \times 10^3 \text{ MPa} \quad (\text{MNWL}) \\
&= 1.43 \times 10^3 \text{ MPa} \quad (\text{PCWL})
\end{aligned} \tag{C-90}$$

以下にトラス剛性の算定に必要な各係数の計算過程を示す。

$$\begin{aligned}
K_2 &= 0.7E_c = 2.13 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (\text{MNWL}) \\
&= 1.90 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (\text{PCWL})
\end{aligned} \tag{C-91}$$

$$\begin{aligned}
K_x &= p_{sx} E_s + K_f = 904 \text{ MPa} + 2.73 \times 10^4 \text{ MPa} = 2.82 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (\text{MNW, PCW}) \\
&= 904 \text{ MPa} + 3.35 \times 10^4 \text{ MPa} = 3.44 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (\text{MNWL}) \\
&= 904 \text{ MPa} + 2.98 \times 10^4 \text{ MPa} = 3.07 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (\text{PCWL})
\end{aligned} \tag{C-92}$$

なお、 $p_{sx} E_s$ は、梁主筋（半分）と壁横補強筋から計算する。

$$\begin{aligned}
p_{sx} E_s &= \frac{[a_{wh} E_s + 0.5(a_{gs} + a_{gs}) E_s]}{t_w h} \\
&= \frac{[(2 \times 31.67 \text{ mm}^2) \cdot 1.82 \times 10^5 \text{ MPa} + (4 \times 12.56 \text{ mm}^2) \cdot 2.26 \times 10^5 \text{ MPa}]}{(460 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm})} \\
&= \frac{[(2 \times 71.33 \text{ mm}^2) \cdot 1.83 \times 10^5 \text{ MPa} + (5 \times 31.67 \text{ mm}^2) \cdot 1.79 \times 10^5 \text{ MPa}]}{(760 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm})} \\
&= \frac{[(2 \times 71.33 \text{ mm}^2) \cdot 1.83 \times 10^5 \text{ MPa} + (5 \times 31.67 \text{ mm}^2) \cdot 1.79 \times 10^5 \text{ MPa}]}{(760 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm})}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& 880_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
& = 904_{MPa} \quad (MNWL) \\
& 904_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-93}$$

K_f は、連層耐震壁の最下層として取り扱う。

$$\begin{aligned}
K_f &= \frac{22.5 E_{cc} I_e l}{t_w h^4} \\
&= \frac{22.5 \cdot (2.76 \times 10^4_{MPa}) \cdot (5.46 \times 10^7_{mm^4}) \cdot 1800_{mm}}{(50_{mm} \cdot 460^4_{mm^4})} \\
&= \frac{22.5 \cdot (3.04 \times 10^4_{MPa}) \cdot (3.81 \times 10^8_{mm^4}) \cdot 3000_{mm}}{(70_{mm} \cdot 760^4_{mm^4})} \\
&= \frac{22.5 \cdot (2.71 \times 10^4_{MPa}) \cdot (3.81 \times 10^8_{mm^4}) \cdot 3000_{mm}}{(70_{mm} \cdot 760^4_{mm^4})} \\
&= 2.73 \times 10^4_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
&= 3.35 \times 10^4_{MPa} \quad (MNWL) \\
&= 2.98 \times 10^4_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-94}$$

なお、側柱の断面二次モーメントは以下の式で算定する。

$$\begin{aligned}
I_e &= \frac{1}{12} b D^4 = \frac{1}{12} \times 160^4_{mm^4} = 5.46 \times 10^7_{mm^4} \quad (MNW, PCW) \\
&= \frac{1}{12} \times 260^4_{mm^4} = 3.81 \times 10^8_{mm^4} \quad (MNWL) \\
&= \frac{1}{12} \times 260^4_{mm^4} = 3.81 \times 10^8_{mm^4} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-95}$$

縦方向のバネは、壁縦補強筋、引張柱主筋、圧縮柱主筋から求める。

$$\begin{aligned}
K_y &= p_{sy} E_s = \frac{[a_{wv} E_s + a_t E_s + a_c E_s]}{t_w l_w} \\
&= \frac{[(16 \times 12.56_{mm^2}) \cdot 2.26 \times 10^5_{MPa} + 2 \times (4 \times 71.33_{mm^2}) \cdot 1.88 \times 10^5_{MPa}]}{(50_{mm} \cdot 1800_{mm})} \\
&= \frac{[(19 \times 31.67_{mm^2}) \cdot 1.79 \times 10^5_{MPa} + 2 \times (8 \times 126.7_{mm^2}) \cdot 1.75 \times 10^5_{MPa}]}{(70_{mm} \cdot 3000_{mm})} \\
&= \frac{[(19 \times 31.67_{mm^2}) \cdot 1.79 \times 10^5_{MPa} + 2 \times (8 \times 126.7_{mm^2}) \cdot 1.75 \times 10^5_{MPa}]}{(70_{mm} \cdot 3000_{mm})} \\
&= 1.70 \times 10^3_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
&= 2.21 \times 10^3_{MPa} \quad (MNWL) \\
&= 2.21 \times 10^3_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-96}$$

また、本試験体の第一折れ点は、耐震壁の曲げひび割れによって決まるので、 $\gamma_o = 0$ とする。

(C-97)

ゆえに、せん断強度時のせん断ひずみは以下の式で算定できる。

$${}_s\gamma_u = \frac{{}_s\tau_u}{G_{trs1}} - \gamma_o = \frac{6.65_{MPa} / (1.20 \times 10^3_{MPa})}{8.44_{MPa} / (1.49 \times 10^3_{MPa})} = 5.53 \times 10^{-3} \quad (MNW, PCW)$$

$${}_s\gamma_u = \frac{7.52_{MPa} / (1.43 \times 10^3_{MPa})}{5.65 \times 10^{-3}} = 5.24 \times 10^{-3} \quad (MNWL)$$

$${}_s\gamma_u = \frac{7.52_{MPa} / (1.43 \times 10^3_{MPa})}{5.24 \times 10^{-3}} = 5.24 \times 10^{-3} \quad (PCWL)$$

(C-98)

第二折れ点は、耐震壁の曲げ降伏によって決まるので、第二折れ点のせん断ひずみは以下の式で算定される。

$$\gamma_2 = -\frac{({}_s\gamma_u - \gamma_1)}{({}_sV_u - V_1)}({}_sV_u - {}_bV_y) + {}_s\gamma_u$$

$$= -\frac{(5.53 \times 10^{-3} - 5.98 \times 10^{-5})}{(598.9_{kN} - 64.3_{kN})}(598.9_{kN} - 93.9_{kN}) + 5.53 \times 10^{-3}$$

$$= -\frac{(5.65 \times 10^{-3} - 9.51 \times 10^{-5})}{(1772_{kN} - 264.3_{kN})}(1772_{kN} - 365.1_{kN}) + 5.65 \times 10^{-3}$$

$$= -\frac{(5.24 \times 10^{-3} - 9.94 \times 10^{-5})}{(1580_{kN} - 245.8_{kN})}(1580_{kN} - 363.7_{kN}) + 5.24 \times 10^{-3}$$

$$3.64 \times 10^{-4} \quad (MNW, PCW)$$

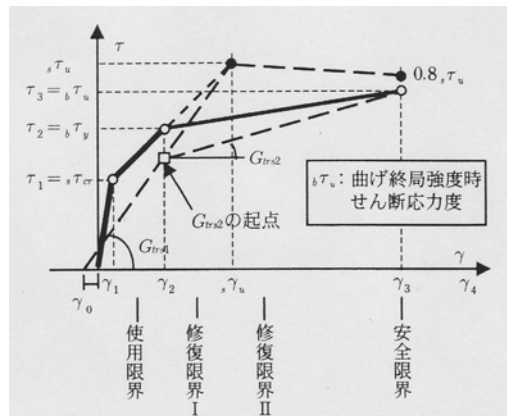
$$= 4.66 \times 10^{-4} \quad (MNWL)$$

$$5.54 \times 10^{-4} \quad (PCWL)$$

(C-99)

<終局時せん断ひずみ>

まず、耐震壁曲げ降伏後のトラス剛性 G_{trs2} を計算する。なお、 G_{trs2} は、曲げ降伏前のトラス剛性 G_{trs1} において、引張側柱主筋及び壁板内全縦筋による縦方向バネ及び外周フレームによる水平抵抗バネを無視し、コンクリートの斜め圧縮バネを (C-100)に変更する事で求められる。



付録 図 C-1 耐震壁が曲げ降伏し、曲げ終局によってせん断の終局点が決まる場合

$$\begin{aligned}
& (5 \times 10^{-4} \cdot 41.3_{MPa}) \cdot 2.76 \times 10^4_{MPa} = 571_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
K_2 = (5 \times 10^{-4} \sigma_B) E_c &= (5 \times 10^{-4} \cdot 60.3_{MPa}) \cdot 3.04 \times 10^4_{MPa} = 917_{MPa} \quad (MNWL) \\
& (5 \times 10^{-4} \cdot 46.5_{MPa}) \cdot 2.72 \times 10^4_{MPa} = 629_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-100}$$

$$\begin{aligned}
& 880_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
K_x = p_{sx} E_s &= 904_{MPa} \quad (MNWL) \\
& 904_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-101}$$

縦方向のバネは、壁縦補強筋、引張柱主筋、圧縮柱主筋から求める。

$$\begin{aligned}
K_y = p_{sy} E_s &= \frac{[a_c E_s]}{t_w l_w} \\
& [(4 \times 71.33_{mm^2}) \cdot 1.88 \times 10^5_{MPa}] / (50_{mm} \cdot 1800_{mm}) \\
& = [(8 \times 126.7_{mm^2}) \cdot 1.75 \times 10^5_{MPa}] / (70_{mm} \cdot 3000_{mm}) \\
& [(8 \times 126.7_{mm^2}) \cdot 1.75 \times 10^5_{MPa}] / (70_{mm} \cdot 3000_{mm}) \\
& 596_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
& = 847_{MPa} \quad (MNWL) \\
& 847_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}
\tag{C-102}$$

ゆえに、トラス剛性 G_{trs2} は以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
G_{trs2} &= \frac{1}{\left[\frac{1}{K_2 \cos^2 \theta_{t1} \sin^2 \theta_{t1}} + \frac{\tan^2 \theta_{t1}}{K_x} + \frac{1}{K_y \tan^2 \theta_{t1}} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(571_{MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{880_{MPa}} + \frac{1}{(596_{MPa}) \cdot 1^2} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(917_{MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{904_{MPa}} + \frac{1}{(847_{MPa}) \cdot 1^2} \right]} \\
&= \frac{1}{\left[\frac{1}{(629_{MPa})(1/\sqrt{2})^4} + \frac{1^2}{904_{MPa}} + \frac{1}{(847_{MPa}) \cdot 1^2} \right]}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& 102_{MPa} \quad (MNW, PCW) \\
& = 150_{MPa} \quad (MNWL) \\
& 116_{MPa} \quad (PCWL)
\end{aligned}$$

(C-103)

次に、耐震壁曲げ降伏後のトラス剛性 G_{trs2} の始点を求める。始点の荷重は以下の式で表される。

$$\begin{aligned}
V_{t2-start} &= \frac{\gamma_2}{s \gamma_u} V_u = \frac{3.64 \times 10^{-4}}{5.53 \times 10^{-3}} \cdot 598.9_{kN} = 39.3_{kN} \quad (MNW, PCW) \\
&= \frac{4.66 \times 10^{-4}}{5.65 \times 10^{-3}} \cdot 1772_{kN} = 146.2_{kN} \quad (MNWL) \\
&= \frac{5.54 \times 10^{-4}}{5.24 \times 10^{-3}} \cdot 1580_{kN} = 166.9_{kN} \quad (PCWL)
\end{aligned}$$

(C-104)

曲げ終局によって、せん断終局点が決まるので、せん断終局時のせん断ひずみは以下の式で求められる。

$$\begin{aligned}
\gamma_3 &= \gamma_2 + \frac{(V_3 - V_{t2-start})}{G_{trs2}} = \frac{3.64 \times 10^{-4} + (109.8_{kN} - 39.3_{kN})/102_{MPa}}{5.54 \times 10^{-4} + (447.6_{kN} - 166.9_{kN})/116_{MPa}} \\
&= 8.06 \times 10^{-3} \quad (MNW, PCW) \\
&= 1.01 \times 10^{-2} \quad (MNWL) \\
&= 1.21 \times 10^{-2} \quad (PCWL)
\end{aligned}$$

<付録 C 参考文献>

- [C-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001
- [C-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004

付録D：断面解析の詳細

靱性保証型設計指針による耐震壁のスケルトンカーブを算定する際には、各材料要素を弾性とした断面解析によって、側柱主筋降伏時の中立軸位置を算定する必要がある。また、性能評価型設計指針による耐震壁のスケルトンカーブを算定する際には、曲げ降伏点、曲げ終局点（柱主筋の破断で終局点が決まる場合）の計算を行う為に、コンクリート、鉄筋の材料特性を考慮した断面解析を行う必要がある。ここでは、前者を断面解析 1、後者を断面解析 2 とし、各断面解析の結果と、用いた材料の履歴カーブを示す。

なお、今回の断面解析では、コンクリートの引張力は無視している。また、断面解析の手法としては、任意の圧縮縁ひずみを与え、長期軸力が載荷条件を満たすように、中立軸を変化させた。使用したソフトは Excel である。

D-1 断面解析 1

断面解析 1 では、柱主筋が引張降伏するときの中立軸から引張側柱中心位置までの距離を算定する。ここでは、最外縁柱主筋が引張降伏する載荷条件を再現する。また、各材料は弾性として取り扱う。なお、本節では、引張ひずみを負、圧縮ひずみを正として示す。

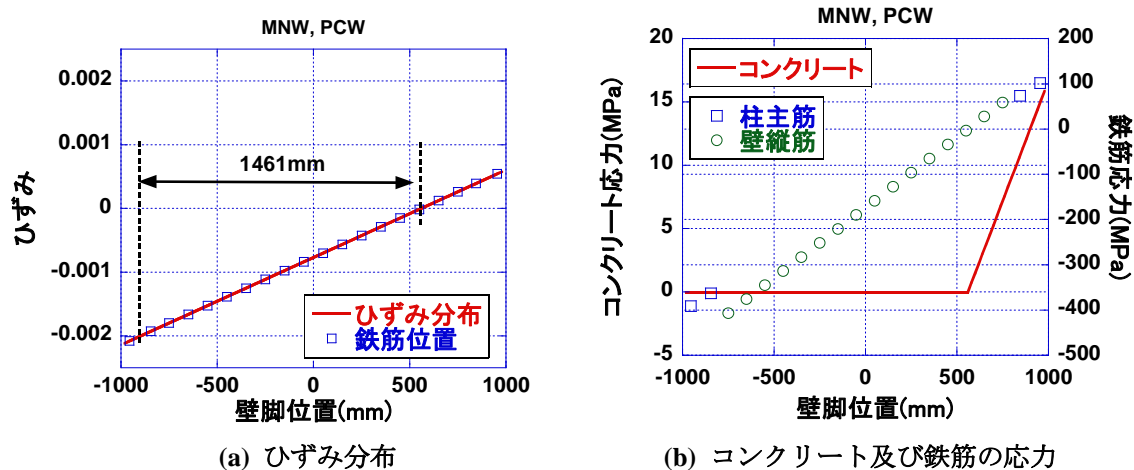


図 D-1 MNW, PCW の断面解析結果 1

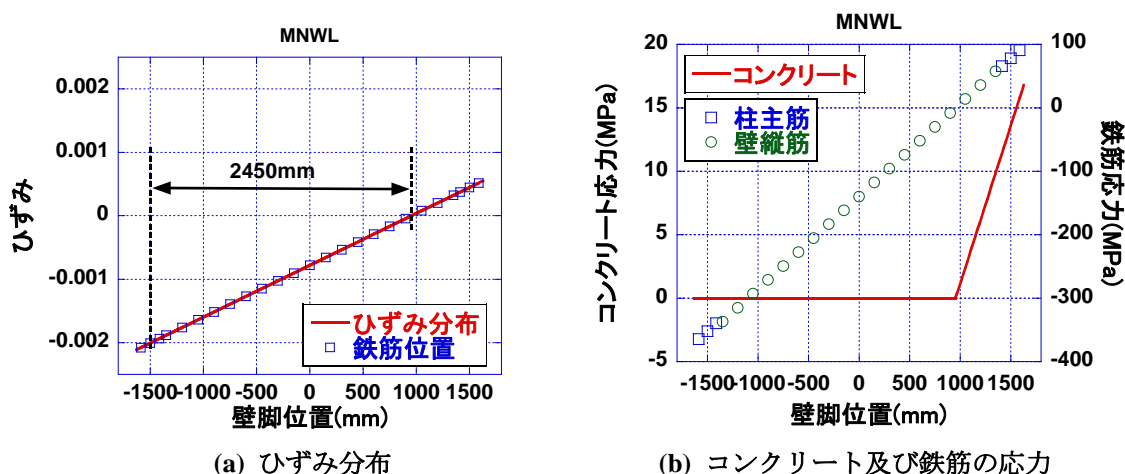


図 D-2 MNWL 断面解析結果 1

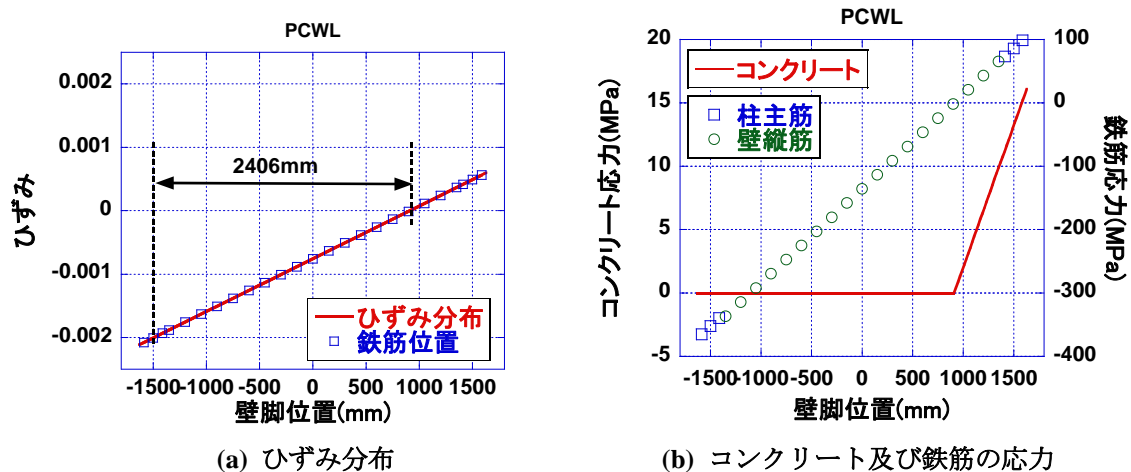


図 D-3 PCWL 断面解析結果 1

D-2 断面解析 2

曲げ降伏点におけるモーメント及び曲率を算定する為に、以下の载荷条件を断面解析で再現する。また、曲げ終局点に関しては、本研究では、引張柱主筋が破断するひずみの半分のひずみに至る点とし、破断ひずみを 10%として曲げ終局点を算定する。ゆえに、以下の 3 つの条件に対する断面解析を行う。

- (1) 引張側柱全主筋が引張降伏する
- (2) 引張側柱全主筋と壁板全縦筋の 2/3 が引張降伏する
- (3) 引張側柱主筋の平均ひずみが 5.0%に至る

各材料の復元力モデルを以下に示す。コンクリートは、柱コア部分とカバー部分を分離し、それぞれ、Popovics 式に NewRC 式を組み合わせたと、Popovics 式を用いた。また、鉄筋に関しては、岡村、前川らの論文を参考にして定めた。なお、材料試験において、降伏棚が見られなかった鉄筋（試験体 MNW 及び PCW で壁筋に用いた $\phi 4$ ）に関しては、上記算定式を用いる事が出来ないので、二次勾配をゼロとしたバイリニアのカーブを採用した。

<カバーコンクリートの復元力特性の算定に用いる係数>

$$n = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c}{\varepsilon_o}} = \frac{27644_{MPa} / (27644_{MPa} - 41.3_{MPa} / 0.00236)}{30441_{MPa} / (30441_{MPa} - 60.3_{MPa} / 0.00259)} = 4.24 \quad (MNWL)$$

$$n = \frac{27644_{MPa} / (27644_{MPa} - 41.3_{MPa} / 0.00236)}{27265_{MPa} / (27265_{MPa} - 50.0_{MPa} / 0.00247)} = 3.87 \quad (PCWL)$$

(D-1)

$$\varepsilon_o = 0.00093(f_c')^{0.25} = 0.00093(41.3_{MPa})^{0.25} = 0.00236 \quad (MNW, PCW)$$

$$\varepsilon_o = 0.00093(f_c')^{0.25} = 0.00093(60.3_{MPa})^{0.25} = 0.00259 \quad (MNWL)$$

$$\varepsilon_o = 0.00093(f_c')^{0.25} = 0.00093(50.0_{MPa})^{0.25} = 0.00247 \quad (PCWL)$$

(D-2)

<コアコンクリートの復元力特性の算定に用いる係数>

$$n = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}}} = \frac{27644_{MPa} / (27644_{MPa} - 48.6_{MPa} / 0.00432)}{30441_{MPa} / (30441_{MPa} - 64.8_{MPa} / 0.00351)} = \frac{1.69 (MNW, PCW)}{2.54 (MNWL)} = \frac{2.31 (PCWL)}{2.31 (PCWL)}$$

(D-3)

$$f_{co}' = f_c' + \kappa \rho_{wh} \sigma_{wy} = \frac{41.3_{MPa} + 0.536 \cdot 0.0195 \cdot 687_{MPa}}{60.3_{MPa} + 0.480 \cdot 0.0136 \cdot 687_{MPa}} = \frac{48.5_{MPa} (MNW, PCW)}{64.7_{MPa} (MNWL)} = \frac{54.5_{MPa} (PCWL)}{54.5_{MPa} (PCWL)}$$

(D-4)

せん断補強筋の降伏強度 σ_{wy} に関しては、MNW 試験体及び PCW 試験体は 1084MPa、MNWL 試験体及び PCWL 試験体は 919MPa であるが、適応範囲の上限である 687MPa として算定を行った。

$$\varepsilon_{co} = \begin{cases} \varepsilon_c (1 + 4.7(K - 1)) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c (3.35 + 20(K - 1.5)) & K > 1.5 \end{cases}$$

$$= \frac{0.00236 \cdot (1 + 4.7(1.18 - 1))}{0.00259 \cdot (1 + 4.7(1.08 - 1))} = \frac{0.00432 (MNW, PCW)}{0.00351 (MNWL)} = \frac{0.00247 \cdot (1 + 4.7(1.09 - 1))}{0.00353 (PCWL)}$$

(D-5)

$$\kappa = 11.5 \cdot \left(\frac{d_w}{c} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s}{j_e} \right) = 11.5 \cdot \left(\frac{6.35_{mm}}{110_{mm}} \right) \left(1 - 0.5 \frac{130_{mm}}{174_{mm}} \right) = \frac{0.536 (MNW, PCW)}{0.480 (MNWL)} = \frac{0.480 (PCWL)}{0.480 (PCWL)}$$

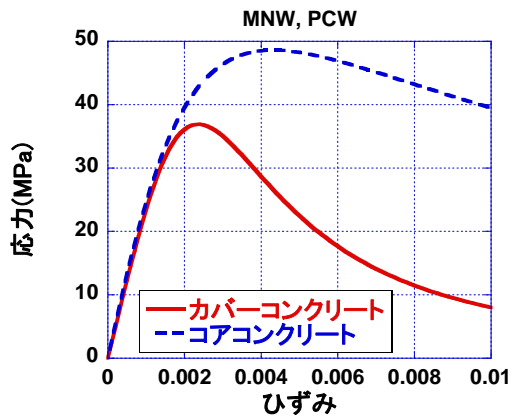
(D-6)

$$K = \frac{f_{co}'}{f_c} = \frac{48.5_{MPa} / 41.3_{MPa}}{64.7_{MPa} / 60.3_{MPa}} = \frac{1.17 (MNW, PCW)}{1.07 (MNWL)} = \frac{1.09 (PCWL)}{1.09 (PCWL)}$$

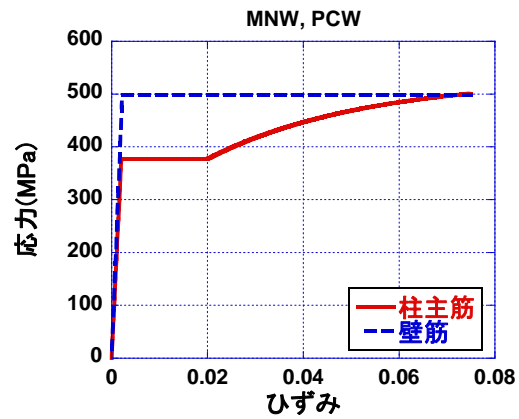
(D-7)

<岡村、前川による鉄筋モデル>

硬化開始時ひずみに関しては、 $\varepsilon_{sh} = 0.02$ と仮定して計算を行った。

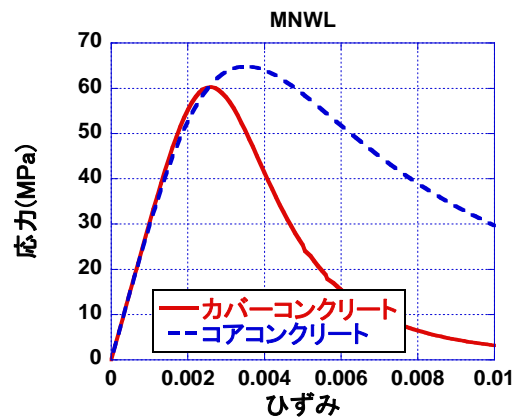


(a) コンクリート

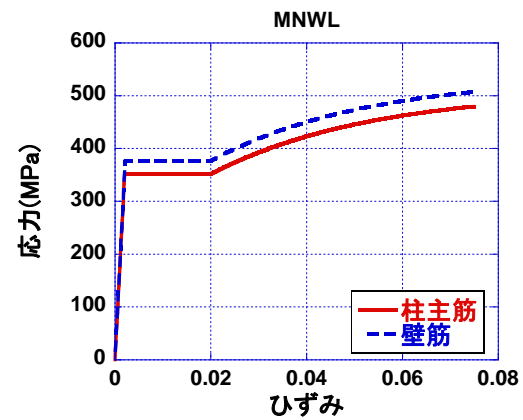


(b) 鉄筋

図 D-4 MNW, PCW の断面解析に用いた材料モデル

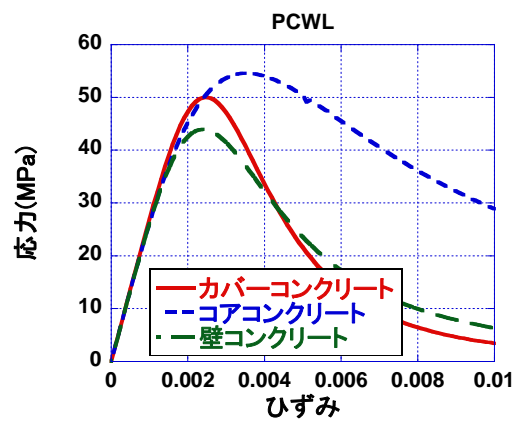


(a) コンクリート

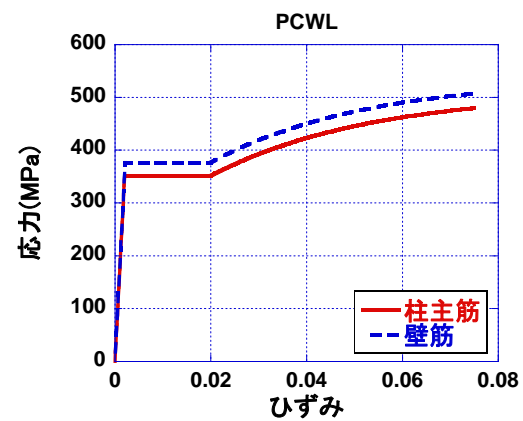


(b) 鉄筋

図 D-5 MNWL の断面解析に用いた材料モデル



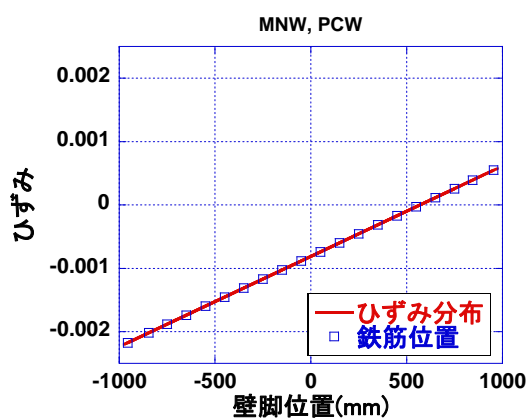
(a) コンクリート



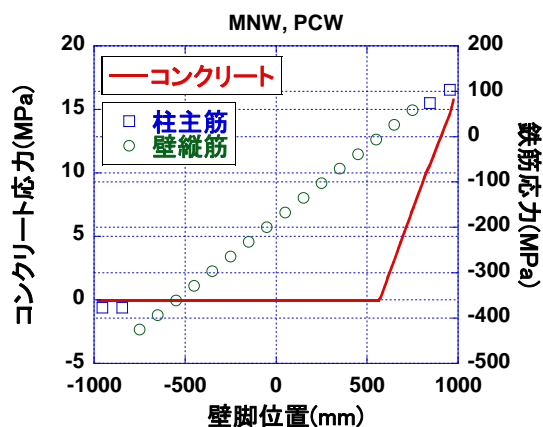
(b) 鉄筋

図 D-6 PCWL の断面解析に用いた材料モデル

まず、[(1) 引張側柱全主筋が引張降伏する]に関する結果を以下に示す。

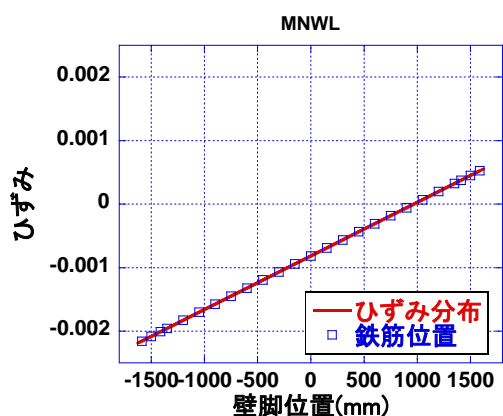


(a) ひずみ分布

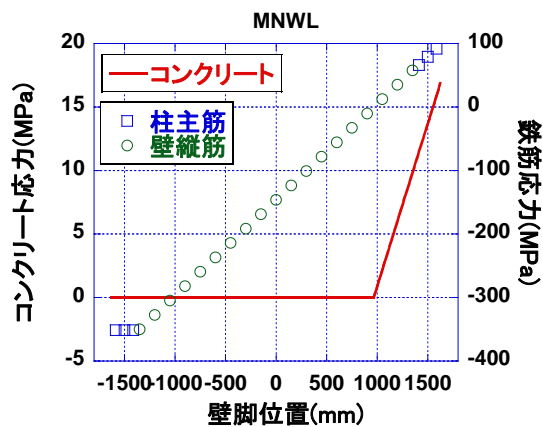


(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-7 MNW, PCW の断面解析結果 2 (柱全主筋降伏)

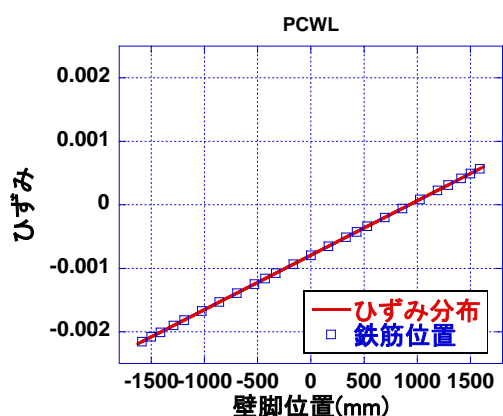


(a) ひずみ分布

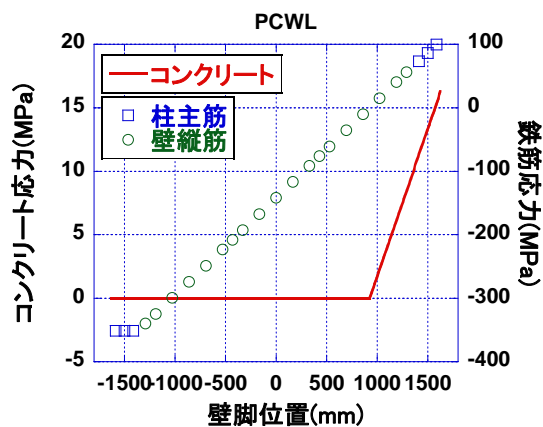


(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-8 MNWL 断面解析結果 2 (柱全主筋降伏)



(a) ひずみ分布



(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-9 PCWL 断面解析結果 2 (柱全主筋降伏)

次に、[(2) 引張側柱全主筋と壁板全縦筋の 2/3 が引張降伏する]に関する結果を以下に示す。圧縮コンクリートはまだ最大耐力に達しておらず、線形性が比較的保たれている。

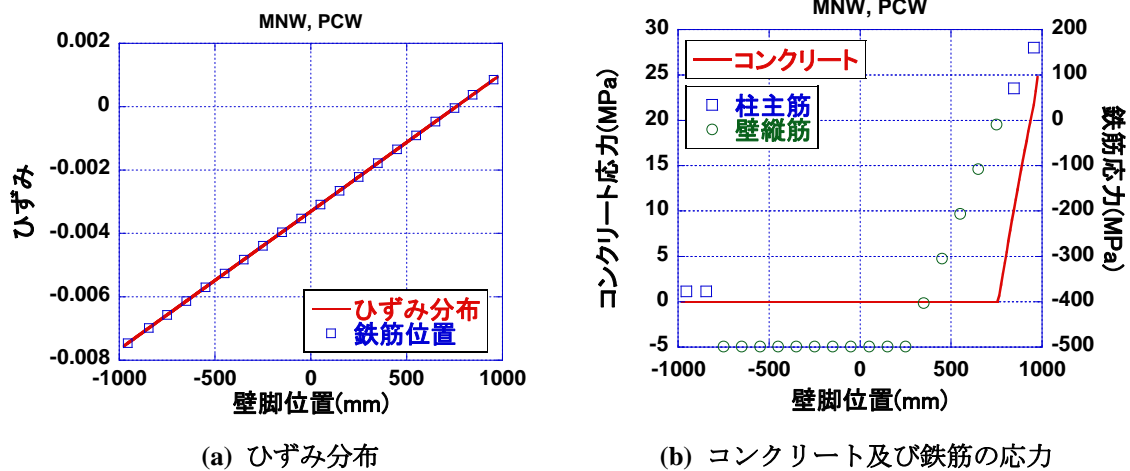


図 D-10 MNW, PCW の断面解析結果 2 (柱全主筋降伏及び 2/3 壁縦筋降伏)

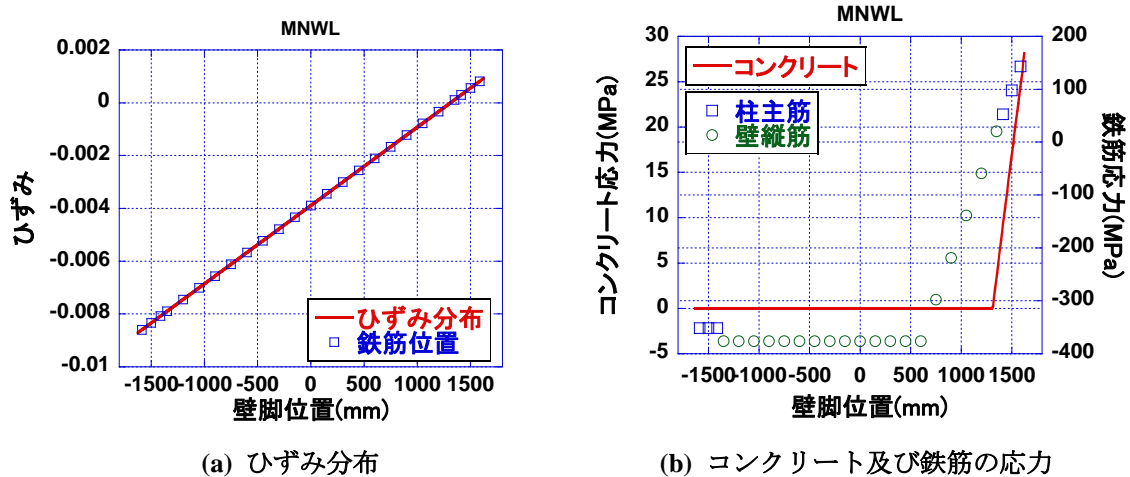


図 D-11 MNWL 断面解析結果 2 (柱全主筋降伏及び 2/3 壁縦筋降伏)

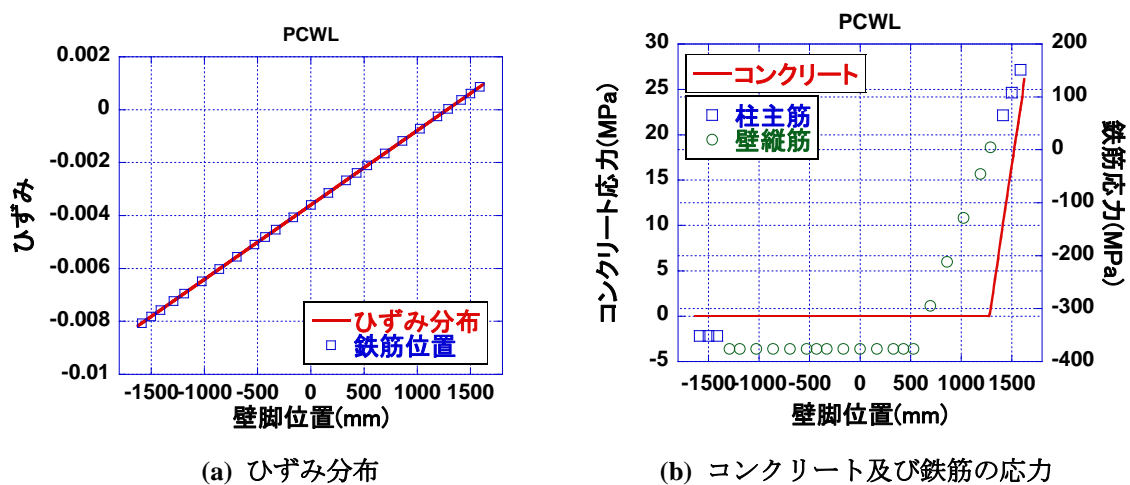
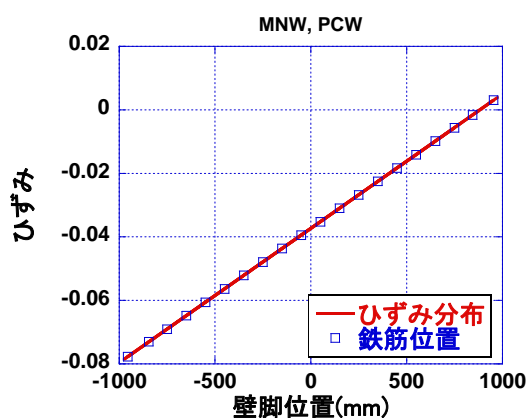
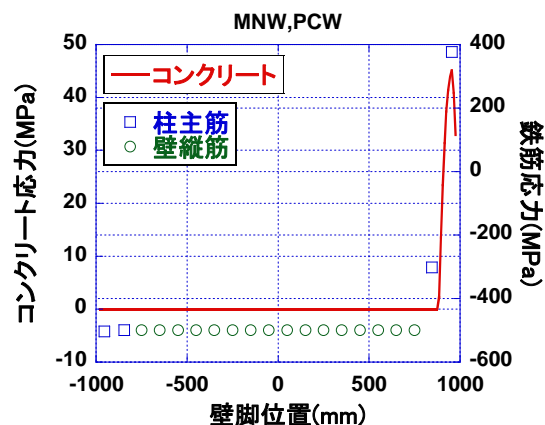


図 D-12 PCWL 断面解析結果 2 (柱全主筋降伏及び 2/3 壁縦筋降伏)

最後に、[(3) 引張側柱主筋の平均ひずみが 7.5%に至る]に関する結果を以下に示す。圧縮縁のコンクリートは軟化域に達しており、圧縮域も非常に小さくなり、柱内に収まっている。

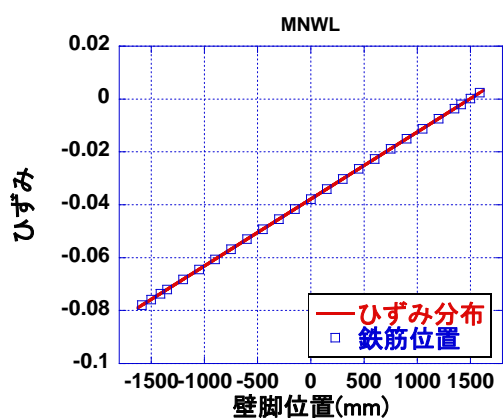


(a) ひずみ分布

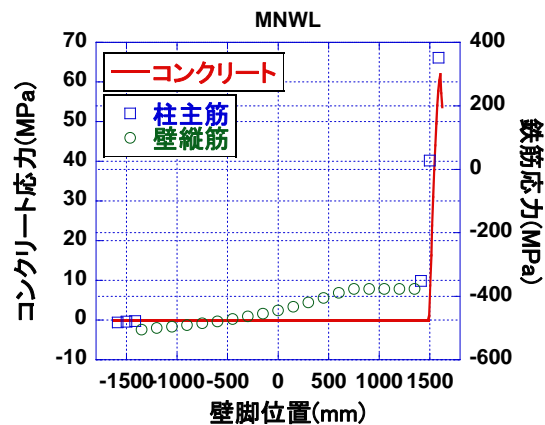


(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-13 MNW, PCW の断面解析結果 2 (引張側柱主筋の平均ひずみ 7.5%)

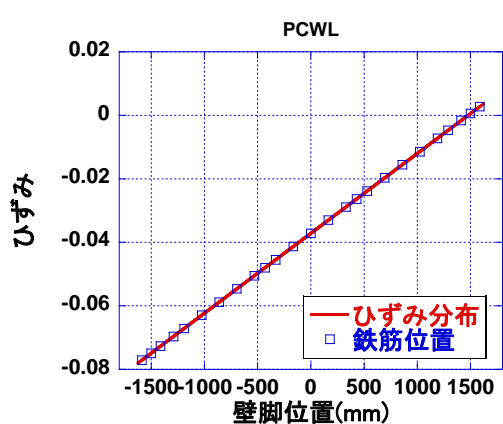


(a) ひずみ分布

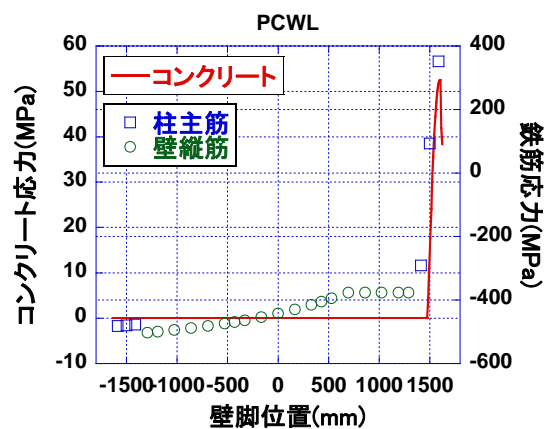


(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-14 MNWL 断面解析結果 2 (引張側柱主筋の平均ひずみ 7.5%)



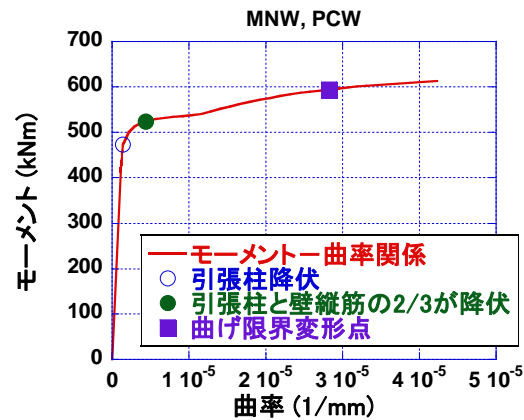
(a) ひずみ分布



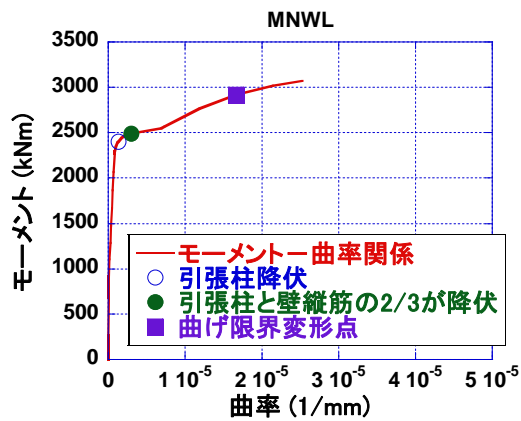
(b) コンクリート及び鉄筋の応力

図 D-15 PCWL 断面解析結果 2 (引張側柱主筋の平均ひずみ 7.5%)

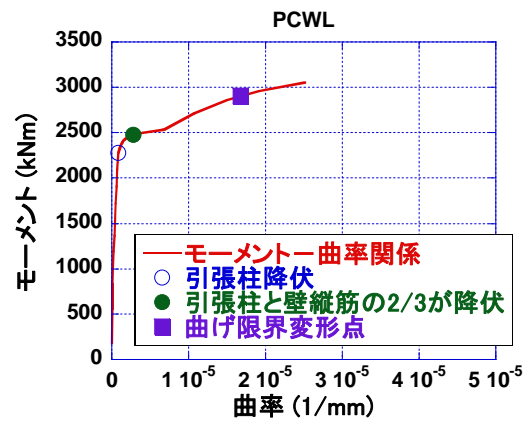
最後に、各試験体のモーメントー曲率関係を以下に示す。



(a) MNW 試験体及び PCW 試験体



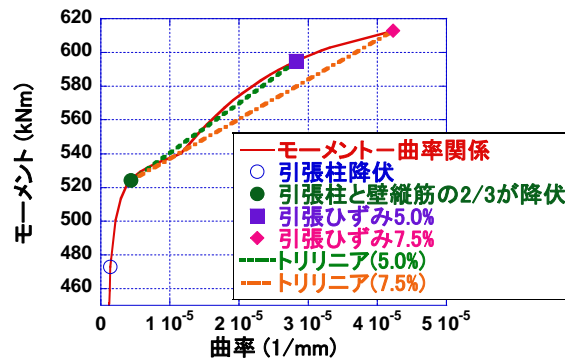
(b) MNWL 試験体



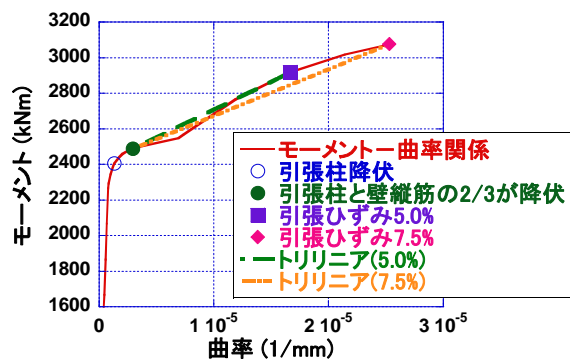
(c) PCWL 試験体

図 D-16 断面解析から算定したモーメントー曲率関係

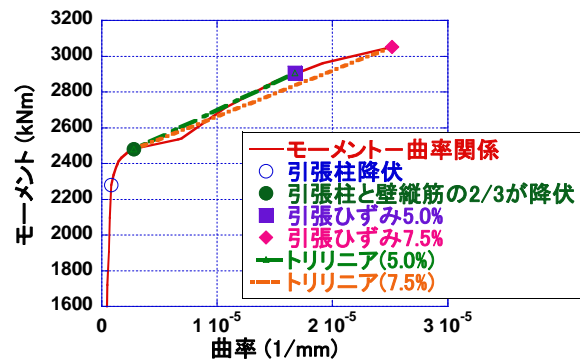
本研究では、曲げ限界変形点を引張柱主筋の破断ひずみを 10%として計算した。実際の鉄筋の破断ひずみはもっと大きい値であるが、曲げ限界点として大きい曲率を取ると、下図のように、トリリニアカーブの第三剛性（第二折れ点と第三折れ点を結ぶ点）の剛性を過小評価する事につながる。したがって、本研究では、第三剛性を過小評価しないように、曲げ限界変形点を引張鉄筋のひずみが 5.0%に達した点としている。



(a) MNW 試験体及び PCW 試験体



(b) MNWL 試験体



(c) PCWL 試験体

図 D-17 断面解析から算定したモーメント-曲率関係 2